



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Facultad de Tecnología de la Construcción**

**Monografía**

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SANTA ROSA – CAMINO EL POLLO  
SISLAO, MUNICIPIO DE MULUKUKÚ”**

Para optar al título de **ingeniero civil**

**Elaborada por**

Br. Carmen Mercedes Ortiz Acuña

Br. Wilbert Arturo Solís Escorcía

**Tutor**

Dr.-Ing. José Daniel Ortiz Peinado

Managua, Octubre 2017

Managua, Nicaragua 13 de Marzo del 2017

Doctor

ING. OSCAR ISAAC GUTIÉRREZ SOMARRIBA

Decano

Facultad de Tecnología de la Construcción - UNI

Sus Manos

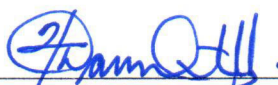
**Ref.: C1317-SVT-Monografía**

Estimado Dr. Gutiérrez:

Por medio de la presente y habiendo revisado en mi calidad de tutor del trabajo titulado: **DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SANTA ROSA – CAMINO EL POLLO SISLAO, MUNICIPIO DE MULUKUKÚ**”, elaborado por los Bachilleres Carmen Mercedes Ortiz Acuña y Wilbert Arturo Solís, tengo a bien informarle que avalo la entrega del documento de Monografía, al considerar que el mismo cumple con todos los requisitos académicos y metodológicos para ser revisado y evaluado por el Tribunal Examinador que se nombre para tal efecto, para que los Bachilleres Ortiz y Solís opten al título de Ingeniero Civil.

Agradeciendo su atención, me despido.

Muy atentamente,

  
Dr.-Ing. José Daniel Ortiz P.

DEC-REF-No. 031

Managua, noviembre 22 de 2016

Bachilleres

CARMEN MERCEDES ORTIZ ACUÑA

WILBERT ARTURO SOLIS ESCORCIA

Presente.

Estimados Bachilleres:

Es de mi agrado informarles que el PROTOCOLO de su tema Monográfico titulado: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SANTA-ROSA CAMINO EL POLLO SISLAO, MUNICIPIO DE MULUKUKU", ha sido aprobado por esta Decanatura.

Asimismo les comunico estar totalmente de acuerdo, de que el Dr. Ing. JOSE DANIEL PEINADO ORTIZ, sea el tutor de su Monografía.

La fecha límite, para que presenten concluido su trabajo final, debidamente revisado por el tutor guía será el 26 de junio del 2017.

Sin otro particular, me despido.

Atentamente,



Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba  
Decano

Cc: Ing. José Daniel Ortiz Peinado / Tutor  
Protocolo  
Archivo.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL.....	i
ÍNDICE DE FIGURAS.....	v
RESUMEN.....	vi

## ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN .....	1
1.1	Antecedentes.....	3
1.2	Objetivos .....	4
1.2.1	Objetivo general .....	4
1.2.2	Objetivos específicos .....	4
1.3	Justificación .....	5
2	MÉTODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CARRETERAS .....	6
2.1	Ubicación y elección del tipo de puente .....	6
2.2	Estudios básicos de ingeniería necesarios para el diseño de puentes.....	7
2.3	Consideraciones iniciales de diseño.....	8
2.3.1	Parámetros iniciales de diseño.....	8
2.3.2	Diferentes componentes de un puente.....	9
2.4	Factores de carga y combinaciones de cargas .....	16
2.4.1	Estados límites aplicables .....	17
2.4.2	Estado Límite de Servicio.....	17
2.4.3	Estado Límite de Fatiga y Fractura .....	18
2.4.4	Estado Límite de Resistencia.....	18
2.4.5	Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos .....	18
2.5	Limitación de las deflexiones.....	18
2.5.1	La deflexión por sobrecarga .....	19
2.6	Cargas de diseño .....	19
2.6.1	Cargas permanentes .....	20
2.6.2	Cargas de suelo: empuje horizontal del suelo (EH), sobrecarga del suelo (ES) y fricción negativa (DD).....	21
2.6.3	Cargas transitorias .....	21



2.6.4	Empuje del suelo: empuje horizontal del suelo (EH), sobrecarga del suelo (ES) y sobrecarga viva del suelo (LS).....	28
2.6.5	Temperatura.....	34
2.6.6	Efectos sísmicos (EQ).....	35
3	METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS DEL PUENTE SANTA ROSA-CAMINO EL POLLO SISLAO .....	36
3.1	Consideraciones a tomar en cuenta para el diseño estructural del puente santa rosa-camino el pollo Sislao.....	36
3.1.1	Estudio de suelo.....	36
3.1.2	Estudio de hidrológico e Hidrotécnico .....	37
3.2	Diseño del puente aplicando los criterios de la AASHTO 2014.....	38
3.2.1	Diseño de la losa.....	38
3.2.2	Acero de refuerzo para losa de concreto .....	38
3.2.3	Diseño de viga de acero.....	40
3.3	Diseño de aparatos de apoyo.....	47
3.3.1	Apoyos elastoméricos .....	48
3.3.2	Criterios de diseño .....	48
3.3.3	Selección de las propiedades preliminares del apoyo.....	49
3.3.4	Método de diseño (A o B).....	49
3.3.5	Cálculo del factor de forma.....	49
3.3.6	Esfuerzos compresivos .....	50
3.3.7	Deflexiones por compresión.....	50
3.3.8	La deformación por corte.....	51
3.3.9	Compresión y rotación combinada.....	51
3.3.10	Estabilidad del apoyo elastomérico .....	53
3.3.11	Verificación del refuerzo .....	53
4	DISEÑO DE SUBESTRUCTURA.....	54
4.1	Metodología para el diseño de subestructura.....	54
4.2	Diseño de estribo.....	54
4.3	Tipos de estribos .....	57
4.3.1	Estribo cerrado .....	57
4.3.2	Estribos abiertos.....	59
4.3.3	Aletas (aletones) .....	59

4.3.4	Estribos prefabricados.....	60
4.3.5	Estribos de tierra armada .....	60
4.3.6	Cálculo de los efectos de carga muerta .....	60
4.3.7	Cálculo de los efectos de carga viva .....	61
4.3.8	Cálculo de otros efectos de carga .....	61
4.4	Verificación de la estabilidad y requisitos de seguridad .....	65
4.5	Combinaciones de cargas y factores de cargas .....	66
4.6	Evaluación de la excentricidad .....	67
4.7	Falla por deslizamiento (resbalamiento).....	67
4.8	Capacidad de carga de los suelos debajo de las zapatas.....	67
5	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE .....	70
5.1	Diseño de la superestructura.....	70
5.1.1	Parámetros de diseño .....	70
5.2	Metodología de diseño de superestructura .....	73
5.3	Diseño de superestructura .....	74
5.4	Metodología para el diseño de la subestructura .....	137
5.4.1	Consideraciones iniciales de diseño .....	137
5.4.2	Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura .....	138
5.4.3	Estabilidad y requisitos de seguridad .....	139
5.4.4	Evaluación de la excentricidad .....	140
5.4.5	Falla por deslizamiento .....	140
5.4.6	Capacidad de carga de los suelos debajo de las zapatas.....	141
5.4.7	Resistencia a flexión de la subestructura .....	142
6	PLANOS ESTRUCTURALES CONSTRUCTIVOS .....	183
7	ESTIMACIÓN DE CANTIDADES DE OBRAS ESTRUCTURALES .....	190
7.1.1	Metodología de cálculo:.....	190
8	CONCLUSIONES .....	195
9	RECOMENDACIONES .....	196
10	BIBLIOGRAFIA.....	197
11	ANEXOS .....	198

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 Google Earth, Microlocalización ampliada del proyecto .....	1
Fig. 2: Puente típico con trabes y diafragmas transversales de acero Tipo “X” .....	10
Fig. 3: Estribo cerrado formado por el muro frontal y muros de ala o aletones .....	11
Fig. 4: Tipos de pilas más comunes en nuestro medio .....	13
Fig. 5: Apoyo elastomérico con refuerzos de capas alternadas de acero reforzado .....	15
Fig. 6: Características del Camión de diseño .....	22
Fig. 7: Cargas de diseño según la AASHTO .....	23
Fig. 8: Diagrama de cuerpo libre de las Fuerzas de Frenado .....	27
Fig. 9: Efecto del nivel freático. ....	30
Fig. 10: Diagrama de fuerzas de la cuña activa de suelo.....	33
Fig. 11: Temperatura que induce dilatación y (b) temperatura que induce curvatura ...	34
Fig. 12: Perfil Estratigráfico del Suelo (Puente Santa Rosa – Camino El Pollo Sislao) .	36
Fig. 13: Momento de fuerzas plásticas sobre el Eje Neutro Plástico.....	45
Fig. 14: Solicitaciones en los apoyos .....	48
Fig. 15: Estribo cerrado con alero (aletones) paralelo.....	57
Fig. 16: Estribo abierto .....	59
Fig. 17: Típica aplicación de los factores de carga para determinar el resbalamiento y la excentricidad .....	66
Fig. 18: Aplicación típica de los factores de carga para determinar la capacidad de carga .....	68
Fig. 19: Criterios para determinar la presión de contacto para el caso de muros de retención .....	69
Fig. 20: Planta de emplazamiento del Puente Santa Rosa .....	71
Fig. 21: Perfil longitudinal del Puente Santa Rosa .....	71
Fig. 22: Sección transversal del Puente Santa Rosa .....	72

## **RESUMEN**

El presente trabajo monográfico, tiene como objetivo realizar el diseño estructural de un puente de 15.50 m de claro libre ubicado en el camino vecinal con la ruta Mulukukú – Pueblo Nuevo que permita comunicar las comunidades El Pollo Sislao y Santa Rosa.

El diseño del puente se llevó a cabo conforme a la Norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014, US Units, 7th Edition, la cual toma en cuenta los estados límites de resistencia, fatiga, fractura, serviciabilidad, constructibilidad y la existencia de eventos extremos.

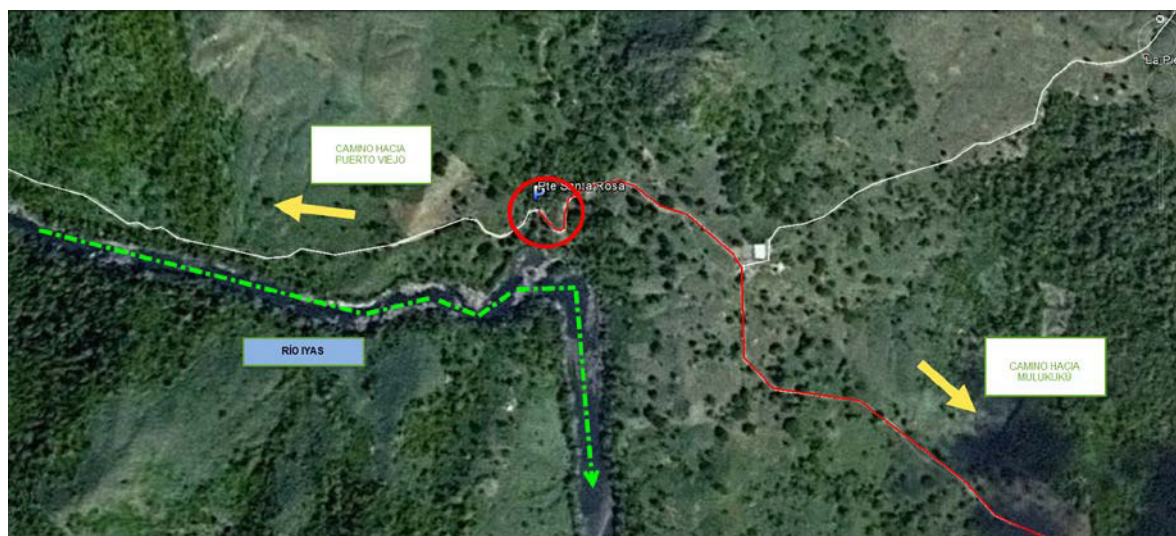
Para lograr este propósito, se dividió el trabajo en once capítulos. En los primeros dos capítulos se esbozan las nociones preliminares, metodología de diseño, las cargas de diseño que se deben considerar para el diseño de puentes siguiendo la metodología de diseño LRFD. En el tercer y cuarto capítulo se presenta las consideraciones de diseño de la superestructura y subestructura del Puente Santa Rosa. Luego, en el quinto capítulo se presentan la aplicación con todos los detalles/procedimientos para el diseño estructural de las vigas principales de acero, losa y subestructura que conforman el puente. En los capítulos seis y siete se presentan los planos constructivos y la estimación de las cantidades estructurales. En el anexo se presenta fotografías del estado actual del cruce.

## 1 INTRODUCCIÓN

En Nicaragua más del 80% de la población en situación de pobreza residen en áreas rurales y comunidades remotas donde el acceso a los servicios básicos es un reto diario. Aunado a esto, la insuficiente y pobre infraestructura de caminos y puentes ha dificultado durante años el acceso de los agricultores a los mercados.

El municipio de Mulukukú localizado a 230 kilómetros de Managua, perteneciente a la Región Autónoma del Caribe Norte (RACN) es un municipio que por su ubicación geográfica presenta problemas de accesibilidad debido a su topografía irregular.

Pese a que el municipio se encuentra ubicado en una zona altamente productiva, las vías de acceso no reúnen las condiciones necesarias para hacer del municipio uno de los principales proveedores de productos derivados de la agricultura y la ganadería para el resto del país y el extranjero. A continuación en la Fig. 1 se presenta la microlocalización del puente.



**Fig. 1 Google Earth, Microlocalización ampliada del proyecto**

En base a lo anteriormente expuesto, se ha fijado como objetivo para este trabajo monográfico, realizar el diseño estructural de un puente ubicado en el camino vecinal con la ruta Mulukukú – Pueblo Nuevo que permita comunicar las comunidades El Pollo Sislaio y Santa Rosa, las cuales actualmente cuentan con un camino de todo tiempo

que no posee las obras de drenaje mayor ni menor necesarias para este tipo de caminos.

La ejecución del diseño se efectuó conforme a la metodología indicada por la Norma AASHTO LRFD 2014, ya que esta considera los estados límites de resistencia, fatiga, fractura, serviciabilidad, constructibilidad y la existencia de eventos extremos. Las disposiciones de los elementos estructurales se establecieron de acuerdo a lo expuesto en el estudio de suelo, el estudio hidrológico y el estudio hidrotécnico.

## **1.1 Antecedentes**

Fundado en los años 80, el municipio de Mulukukú cuenta con una población de aproximadamente 28,600 habitantes. Mulukukú está articulado con el interior del país y el Caribe Norte a través de carreteras troncales de todo tiempo. Las redes de carreteras de esta zona tienen como punto común la troncal de Río Blanco. En la cabecera de este municipio se desprenden las carreteras hacia Bocana de Paiwas, Siuna y San Pedro del Norte. Las vías internas del municipio están constituidas por caminos de tierra con balastro, las vías hacia las comunidades son también caminos embalstrados. Las condiciones de los caminos son irregulares, tornándose intransitables durante la época lluviosa, ya que sobre ellos se forman frecuentemente pegaderos que limitan la circulación tanto de vehículos como otros medios de transporte.

Debido al alto porcentaje de inversión que las obras de drenaje mayor concentran tanto en municipalidades como a nivel central, nuestro aporte será la realización del diseño estructural del puente Santa Rosa – Camino El Pollo Sislao esperando que con la construcción del mismo contribuya al desarrollo social, productivo y comercial de esta zona.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo general**

Efectuar el análisis y diseño del puente Santa Rosa de 15.50 m de longitud mediante las **Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD 2014**, con el fin de contribuir al desarrollo productivo y comercial entre las comunidades El Pollo y Santa Rosa.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Dimensionar los elementos estructurales pertenecientes a la superestructura y a la subestructura del puente Santa Rosa conforme a las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD 2014.
- Elaborar planos estructurales de acuerdo a las disposiciones del diseño del puente Santa Rosa.
- Calcular las cantidades teóricas de los materiales requeridos por las actividades de obra presentadas en los planos estructurales.



### **1.3 Justificación**

Por ser un municipio de relativamente reciente formación existen una serie de necesidades que deben atenderse, principalmente relacionadas con la infraestructura básica tal como: agua potable, energía eléctrica, caminos de penetración y viviendas. La población necesita tener acceso a los servicios que brindan las diferentes entidades del Gobierno, pero en este municipio no hay delegaciones municipales.

El puente Santa Rosa representa un eslabón importante del tramo de camino de todo tiempo conocido como Camino el Pollo, sin la construcción de este puente, es imposible la libre circulación en todo tiempo que unirá permanentemente los poblados de Santa Rosa con el poblado de El Pollo Sislaio.

Con la construcción de este puente, se logrará unir estos dos poblados, trayendo múltiples beneficios a las poblaciones aledañas, ya que se podrá intercambiar mercancías, y otros productos y de esta forma habrá un desarrollo económico y social en todo esta zona. Además que las personas tendrán acceso a los servicios de educación, salud, agua potable y energía eléctrica.

Otro de los beneficios de la construcción de este puente, es que permitirá el que se pueda viajar a esta zona, por vía terrestre, lo cual representa transportar mayor carga de productos y personas a un menor costo, en comparación a los costos que implica viajar en avión o transporte acuático para llegar a esta zona. El sector turismo, también se beneficiaría ya que podrán ofrecer el gran potencial turístico que tiene esta zona.

## **2 MÉTODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CARRETERAS**

Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo, dando así continuidad a una vía. Puede sustentar un camino, una carretera o una vía férrea.

Debido a la carencia en el país de un código para el diseño estructural de puentes se han adoptado las normas norteamericanas conocidas como “Especificaciones de Diseño de Puentes”, la cual toma en cuenta la resistencia media estadística, las cargas medias estadísticas, la dispersión de ambos por medio de la desviación estándar y el coeficiente de variación, también considera los Estados Límites de: resistencia, fatiga, fractura, serviciabilidad, constructibilidad y la existencia de eventos extremos.

### **2.1 Ubicación y elección del tipo de puente**

Para la realización de un Proyecto de Puente se requiere estudiar los siguientes aspectos:

- Localización de la estructura o ubicación en cuanto al sitio, alineamiento, pendiente y rasante.
- Tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía, seguridad y funcionalidad.
- Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundaciones.
- Obras complementarias tales como: barandas, drenaje de calzada y de los accesos, protección de los márgenes y rectificación del cauce, si fuera necesario forestación de taludes e iluminación.
- En caso de obras especiales conviene recomendar sistemas constructivos, equipos, etapas de construcción y todo aquello que se considere necesario para la buena ejecución de la obra.

## 2.2 Estudios básicos de ingeniería necesarios para el diseño de puentes

Para dar inicio al proceso de diseño es necesario tomar en consideración los siguientes estudios:

- a) **Estudios Topográficos:** Posibilitan la definición precisa de la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales, así como información básica para los otros estudios.
- b) **Estudios de Hidrología e Hidráulicos:** Establecen las características hidrológicas y factores hidráulicos que nos permiten una real apreciación del comportamiento hidráulico del río.
- c) **Estudios Geológicos y Geotécnicos:** Determinan las características geológicas, tanto locales como generales de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran, identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.
- d) **Estudio de Tránsito:** Cuando la magnitud de la obra lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, para determinar las características de la infraestructura vial y superestructura del puente.
- e) **Estudios de Riesgo Sísmico:** Determinan los espectros de diseño que definen las componentes horizontales y verticales del sismo a nivel de cota de cimentación.
- f) **Estudio de Impacto Ambiental:** El propósito de este estudio es identificar un problema ambiental, para diseñar proyectos con mejoras ambientales y evitar, atenuar o compensar los impactos adversos.
- g) **Estudios Complementarios:** Estos se refieren a instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias señalización, coordinación con terceros y cualquier otro tipo que sea necesario al proyecto.

- h) **Estudio de Trazos y diseño vial de los accesos:** Definen las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza al puente en su nueva ubicación con la carretera existente.
- i) **Estudio de Alternativa a Nivel de Anteproyecto:** Propuesta de varias soluciones técnicamente factibles para posteriormente elegir la solución más conveniente.

## **2.3 Consideraciones iniciales de diseño**

### **2.3.1 Parámetros iniciales de diseño**

De acuerdo a la edición de las Especificaciones **AASHTO LRFD 2014**, los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas para los Estados Límites previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente. Asimismo, deben ser proyectados teniendo en cuenta su integración con el medio ambiente y cumplir las exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones, importancia y las condiciones ambientales.

Por lo general, los volúmenes de tránsito presente y futuros determinan el número y ancho de los carriles de tránsito, establecen la necesidad y el ancho de bermas y el peso mínimo del camión de diseño. Estos requerimientos son establecidos usualmente por la sección de planeación y diseño de carretera de la entidad propietaria del puente. Si los anchos de los carriles, las bermas y otras dimensiones pertinentes no son establecidos por la entidad propietaria, las normas de la **AASHTO** deben usarse como guía.

Las consideraciones de tránsito en puentes no están necesariamente limitadas a vehículos terrestres. En muchos casos en que los puentes cruzan por cuerpos de aguas navegables deben ser considerarse barcos y equipos de construcción. Los requerimientos para el paso seguro de tráfico extraordinario sobre y bajo la estructura pueden imponer restricciones adicionales al diseño que podrían ser muy severas.

## 2.3.2 Diferentes componentes de un puente

### 2.3.2.1 La superestructura:

Es el conjunto de elementos que forman la parte superior del puente, y generalmente está compuesta por:

**La superficie de rodamiento:** suele ser de concreto reforzado de alta resistencia y en pocas ocasiones de elementos prefabricados, también puede ser metálica como en el caso de puentes de cubierta ortotrópica.

**La superficie bituminosa:** es una capa asfáltica que sirve como recubrimiento protector a la superficie de rodamiento.

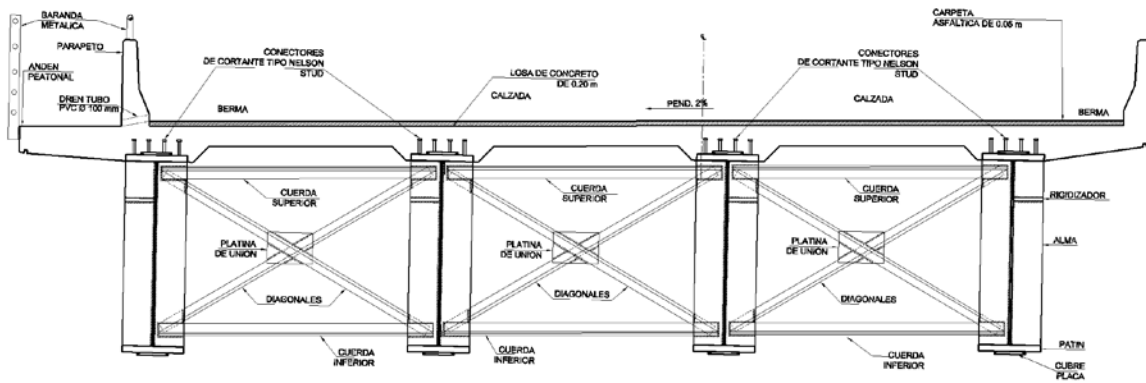
**La acera:** es una sección que sirve para la circulación peatonal que generalmente está en los extremos longitudinales del puente.

**Barandales:** son elementos instalados para garantizar la seguridad de los peatones, y al mismo tiempo sirven para evitar accidentes de caídas de los vehículos al vacío.

**Vigas longitudinales y transversales:** cuando los puentes son de claros cortos el elemento principal son vigas longitudinales, que se apoyan en los extremos del puente. Cuando el puente tiene un claro muy corto (menor o igual a 6 metros) no se proveen vigas longitudinales, sino, de una losa más gruesa la cual resulta mucho más económica.

Cuando el puente debe tener un claro muy largo, el elemento principal de ésta estructura puede ser una armadura, un arco o un puente colgante los cuales están provistos de vigas longitudinales y transversales que transmiten la carga hacia el elemento principal.

**Diafragmas:** son elementos que sirven de arriostre lateral a la estructura, capaces de transmitir las fuerzas sísmicas o fuerzas de viento hacia la subestructura. En la Fig. 2 se muestra un puente que contiene este tipo de elementos de acero.



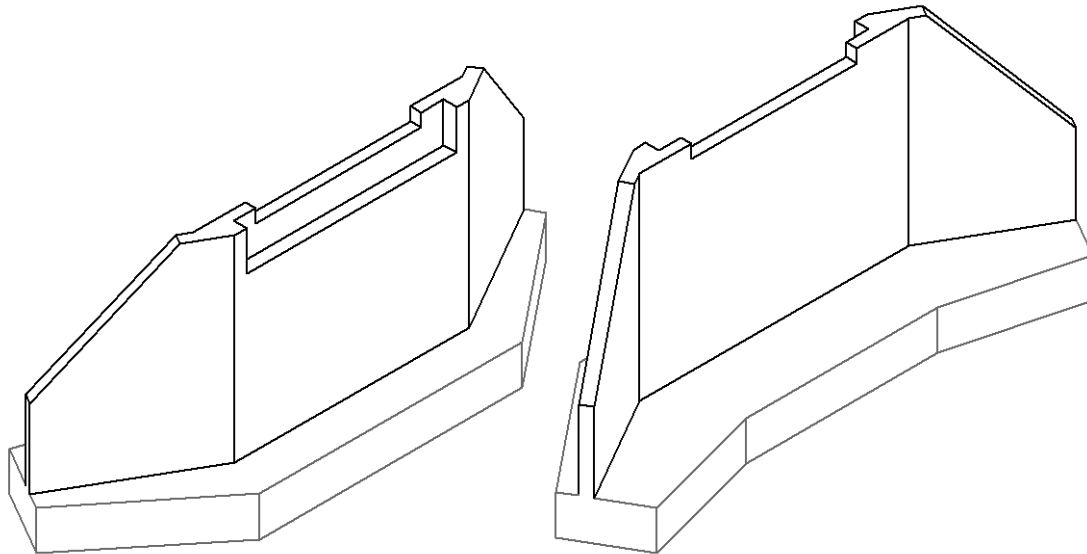
**Fig. 2: Puente típico con trabes y diafragmas transversales de acero Tipo “X”**

### **2.3.2.2 La Subestructura:**

La subestructura de los puentes está compuesta de los estribos y pilas, la cimentación y los aparatos de apoyo. La subestructura soporta las cargas originadas en la superestructura y las transmite al estrato resistente.

Los estribos son básicamente pilares con muros en los extremos. Estos muros contienen el relleno del acceso y deben tener la longitud adecuada para evitar la erosión y que se despliegue el relleno; éstos deben protegerse contra el volteo, deslizamiento, desplazamientos laterales, fracturas del subsuelo y la descarga de los pilotes cuando estos existan.

Los puentes de claro medio y de claro largo están sujetos a movimientos importantes de rotación y longitudinales en los extremos, es por eso que las subestructuras deben diseñarse como estructuras independientes que proporcionen elementos que sirvan de base para recibir los apoyos del puente.



**Fig. 3: Estribo cerrado formado por el muro frontal y muros de ala o aletones**

Los estribos pueden ser abiertos o cerrados, los estribos cerrados pueden ser huecos o sólidos. Los estribos sólidos son generalmente de mampostería elaborados por bolones por su facilidad de hallarlas en las orillas de los ríos. Los estribos huecos son llamados así por su forma estructural, pero casi siempre se lastran con suelo – cemento u otro material similar para proporcionar peso y darle mayor seguridad a la estructura.

Los tipos de pilas para apoyo de puentes son:

**Pilas Tipo Caballete:** Las pilas tipo caballete consisten en dos o más columnas de secciones transversales macizas separadas transversalmente. Estas pilas se diseñan considerando acción de pórtico para las fuerzas que actúan respecto del eje resistente. En general estas pilas están empotradas en la base y no son integrales ni con la superestructura ni con un cabezal en la parte superior. Las columnas pueden estar soportadas por una zapata ensanchada o una zapata sobre pilotes; también pueden ser prolongaciones de los pilotes por encima del nivel del terreno.

**Pilas de una sola columna:** Las pilas de una sola columna, también conocidas como pilas "T" o pilas "tipo martillo", generalmente son soportadas en su base por una zapata ensanchada, una zapata sobre pilotes perforados o una zapata sobre pilotes hincados, y puede ser integral con la superestructura o bien proveerle a la estructura un apoyo

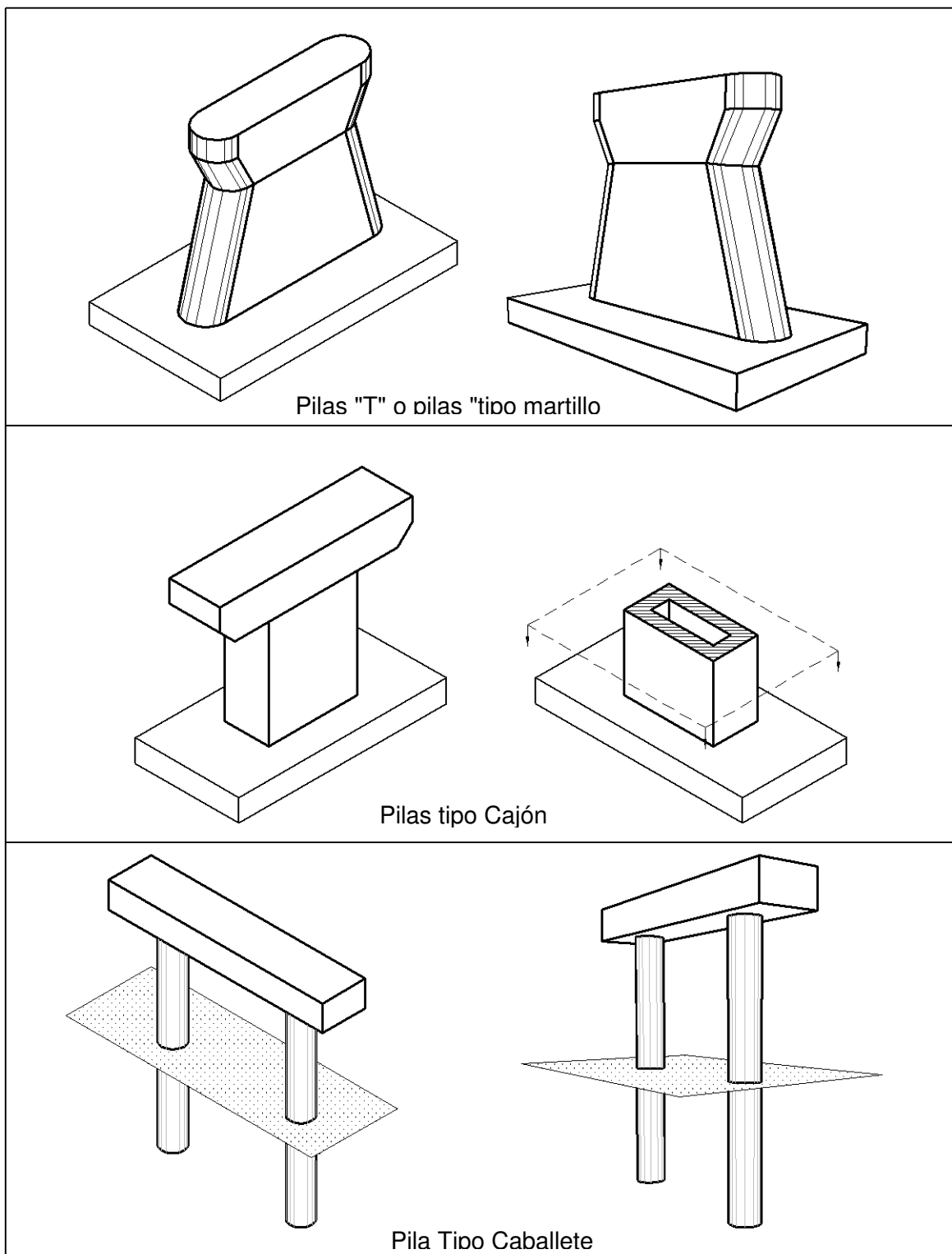
independiente. Su sección transversal puede tener diferentes formas y la columna puede ser prismática o acampanada ya sea para formar el cabezal o para mejorar la unión con la sección transversal de la superestructura. Este tipo de pila permite evitar las complejidades de los apoyos oblicuos si se construyen de forma que sean integrales con la superestructura, y su apariencia reduce la masividad que muchas veces presentan otros tipos de estructuras.

**Pilas tipo muro macizo:** Las pilas tipo muro macizo se diseñan como si se tratara de columnas para las fuerzas y momentos que actúan respecto del eje débil y como si se tratara de pilares para las fuerzas y solicitaciones que actúan respecto del eje resistente. Estas pilas pueden tener su extremo superior articulado, empotrado o libre, pero habitualmente están empotradas en la base. Sin embargo, muchas veces las pilas cortas y robustas se articulan en la base para eliminar los elevados momentos que se desarrollarían por causa del empotramiento. Anteriormente los diseños más macizos eran considerados pilas de gravedad.

**Pilas de eje simple:** de sección rectangular o circular sobre zapatas de superficie, pueden usarse para soportar traveses de caja, con diafragmas contruïdos que actúen como vigas transversales.

**Pilas tipo marco:** éstos se emplean como pilares bajo traveses de acero pesados, con apoyos localizados directamente sobre las columnas del portal. De preferencia las columnas del marco del portal deben descansar sobre una placa base común. Si en lugar de éstas se usan zapatas aisladas, deben utilizarse barras de amarre adecuadas para evitar que se separen o se aflojen.





**Fig. 4: Tipos de pilas más comunes en nuestro medio**

### 2.3.2.3 Los apoyos:

Los apoyos son ensambles estructurales instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura y deben cumplir con dos requisitos básicos:

- 1) Distribuir las reacciones sobre las áreas adecuadas en la subestructura.
- 2) Deben ser capaces de adaptarse a las deformaciones elásticas, térmicas y otras de la superestructura sin generar fuerzas restrictivas perjudiciales.

#### **Tipos de apoyos:**

Los apoyos y las articulaciones para puentes pueden clasificarse en cuatro tipos:

- Apoyos fijos.
- Apoyos articulados.
- Apoyos deslizantes o de expansión.
- Juntas articuladas, eslabonadas y con rodillos articulados.

**Apoyo fijo:** debe de anclarse firmemente para impedir los movimientos horizontales y verticales, pero pueden permitir el giro de los extremos del miembro soportado en un plano vertical.

**Los apoyos de expansión:** Son de tres tipos: de rodillos, de silletas basculantes o placas deslizantes. Las placas deslizantes se permiten para puentes cuyo claro es menor o igual a 50 pies y se permite que dicho apoyo no esté previsto de un mecanismo que tome en cuenta la rotación.

Para puentes de claros medios y claros largos se usan rodillos o silletas basculantes. Por lo general se prefieren las silletas basculantes a los rodillos por la menor probabilidad de quedar fijos a causa de la basura o la corrosión. Sin embargo, los rodillos son la alternativa cuando la presión en la silleta requiere que tengan un medio demasiado grande para mantener los esfuerzos de contacto dentro de límites admisibles.

La superficie superior de una silleta debe tener un pasador o un soporte cilíndrico y la superficie inferior debe ser cilíndrica con centro de rotación en el centro de rotación de la superficie superior de apoyo.

**Apoyos con almohadillas elastoméricas:** Son apoyos hechos total o parcialmente de este material elastómero, se usan para transmitir las cargas de un miembro estructural a un apoyo permitiéndole movimientos entre el puente y el apoyo. Existen almohadillas que no son hechas en su totalidad de dicho material (almohadillas reforzadas), por lo general consisten de capas alternadas de acero o mallas de refuerzo unidas al elastómero.

Los apoyos de material elastomérico son los que más se aproximan a las condiciones teóricas de cálculo de los apoyos deslizantes, ya que permiten desplazamientos simultáneos en las dos direcciones, giros simultáneos en tres ejes y absorción de cargas tanto verticales como horizontales; además, no están sujetos a desgastarse ni requieren mantenimiento, y son fáciles de instalar.



**Fig. 5: Apoyo elastomérico con refuerzos de capas alternadas de acero reforzado**

#### 2.3.2.4 Elementos secundarios

Estos son elementos que no caben dentro de la clasificación anterior, pero juegan un papel muy importante en la funcionalidad del mismo.

Dentro de éstos se pueden mencionar los muros de retención que se encuentran en los extremos de los estribos, y sirven para encauzar el agua, de manera que ésta pase por el puente con una adecuada dirección, a estos elementos se les denomina normalmente como aletones (nombre válido para estribos de mampostería). Las obras de protección, que generalmente se ubican aguas arriba de las pilas, para protegerlas de fuertes impactos provocados por los elementos que arrastra la corriente. Estos elementos se ubican cuando existe la posibilidad de que la corriente pueda arrastrar objetos considerablemente grandes (árboles).

Las obras de protección del fondo del cauce, tales como los enrocamiento o los zampeados son parte de la eficiente funcionalidad del puente, aunque su diseño no es la responsabilidad del ingeniero estructural, sino del ingeniero hidráulico, normalmente el diseñador estructural se toma la libertad de utilizarlos cuando considera necesaria o conveniente su inclusión.

La losa de acceso es un tema de discusión, debido a que no se puede clasificar en uno de los primeros tres elementos principales que constituyen un puente, pero ésta sirve para encauzar y disminuir el golpeteo que provoca el vehículo en la entrada de los puentes.

#### 2.4 Factores de carga y combinaciones de cargas

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la siguiente ecuación para las combinaciones aplicables y efectos de fuerza extrema factorizados como se especifica en cada uno de los Estados Límites descritos en el **LRFD Artículo 3.4.1**.

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Para el cálculo del factor de modificación de las cargas ( $\eta_i$ ), se toman en cuenta los factores relacionados con la ductilidad, redundancia e importancia operativa (**LRFD Arto. 1.3.2.1**).  $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$

En dónde:

$\gamma_i$ : Factor de carga

$\phi$ : Factor de Resistencia

$\eta_i$ : Factor de Modificación de las cargas

$\eta_D$ : Factor Relacionado con la Ductilidad

$\eta_R$ : Factor Relacionado con la Redundancia

$\eta_I$ : Factor relacionado con la Importancia Operativa

Q: Solicitación

Rn: Resistencia Nominal

Rr: Resistencia Mayorada =  $\phi$  Rn

#### **2.4.1 Estados límites aplicables**

El diseño por estados límite es una aplicación acertada de los métodos estadísticos de diseño, en los cuales el énfasis está en la probabilidad de falla. Esta metodología ha sido adoptada en la mayoría de códigos de diseño de puentes.

Un estado límite es una condición más allá de la cual una estructura, o uno de sus componentes, no cumplen la función para la cual fue diseñado.

#### **2.4.2 Estado Límite de Servicio**

Se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisuras bajo condiciones de servicio regular (**LRFD Arto. 1.3.2.2**).

### 2.4.3 Estado Límite de Fatiga y Fractura

Es considerado como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión (**LRFD Arto. 1.3.2.3**).

### 2.4.4 Estado Límite de Resistencia

Garantiza que se proporcione resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa el puente experimentará durante su período de diseño. (**LRFD Arto. 1.3.2.4**).

### 2.4.5 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos

Garantiza la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo o cuando es embestido por un vehículo o por una embarcación (**LRFD Arto. 1.3.2.5**).

## 2.5 Limitación de las deflexiones

Estos requerimientos permiten usar las prácticas tradicionales para el control de las deflexiones. Se debe utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la Combinación de **Cargas de Servicio I** del **LRFD Tabla 3.4.1-1**, incluyendo el incremento por carga dinámica, **IM**. Para las construcciones de acero, aluminio y/o concreto se pueden considerar los siguientes límites de deflexión: (**LRFD Arto. 2.5.2.6.2**)

- Carga vehicular, general..... Longitud / 800
- Cargas vehiculares y/o peatonales..... Longitud / 1000
- Carga vehicular sobre voladizos..... Longitud / 300
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos..... Longitud / 375

### 2.5.1 La deflexión por sobrecarga

La deflexión se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores (**LRFD Arto. 3.6.1.3.2**):

- La deflexión debida al camión de diseño solamente, o
- La deflexión debida al 25 por ciento del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril de diseño.

## 2.6 Cargas de diseño

El **LRFD Sección 3** de la Norma **AASHTO LRFD 2014** especifica requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de cargas y combinaciones de cargas usadas para diseñar puentes nuevos e incluso para el reforzamiento de puentes existentes. Los requisitos de carga también se pueden aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes. La sección 3, incluye además de las cargas tradicionales, los efectos de la fuerza debidos a colisiones, terremotos y asentamiento y distorsión de la estructura (**LRFD Arto. 3.1**).

Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias (**LRFD Arto. 3.3.2**):

A continuación se describen las cargas más comunes de ambos tipos:

- **Cargas permanentes:**

**DD:** Fricción Negativa (downdrag)

**DC:** Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

**DW:** Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

**EH:** Empuje horizontal del suelo

**EL:** Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado

**ES:** Sobrecarga del suelo

**EV:** Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

- **Cargas transitorias:**

**BR:** Fuerza de frenado de los vehículos

**CE:** Fuerza centrífuga de los vehículos

**CR:** Fluencia lenta

**CT:** Fuerza de colisión de un vehículo

**EQ:** Sismo

**FR:** Fricción

**IM:** Incremento por carga vehicular dinámica

**LL:** Sobrecarga vehicular

**LS:** Sobrecarga viva

**PL:** Sobrecarga peatonal

**SE:** Asentamiento

**SH:** Contracción

**TG:** Gradiente de temperatura

**TU:** Temperatura uniforme

**WA:** Carga hidráulica y presión del flujo de agua

**WL:** Viento sobre la sobrecarga

**WS:** Viento sobre la estructura

### **2.6.1 Cargas permanentes**

Las cargas permanentes son aquellas que se encuentran presentes la mayor parte del tiempo durante la vida de la estructura. El orden de magnitud de las cargas permanentes es predecible.

Las cargas permanentes incluyen:

- Carga muerta de elementos estructurales y elementos no estructurales unidos (DC).
- Carga muerta de superficie de revestimiento y accesorios (DW).
- Empujes hidrostáticos.



La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicios unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos.

### **2.6.2 Cargas de suelo: empuje horizontal del suelo (EH), sobrecarga del suelo (ES) y fricción negativa (DD)**

Las cargas correspondientes al empuje del suelo, sobrecarga del suelo y fricción negativa deberán ser como se especifica en el **LRFD Artículo 3.11**.

### **2.6.3 Cargas transitorias**

Se refiere a las cargas debido al tráfico vehicular, al tráfico peatonal, de fluidos, de sismo, de hielo, de deformaciones y las causadas por colisiones.

#### **2.6.3.1 Sobrecargas gravitacionales: sobrecarga vehicular (LL) y sobrecarga peatonal (PL)**

Para la sobrecarga vehicular el número de carriles de diseño y la presencia de múltiples sobrecargas deberán satisfacer los requisitos de los **Artículos 3.6.1.1.1 y 3.6.1.1.2**, respectivamente.

La sobrecarga vehicular de diseño sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designadas como **HL-93**, deberá consistir en una combinación de (**LRFD Arto. 3.6.1.2**):

- a).** Camión de diseño o tándem de diseño y
- b).** Carga del carril de diseño.

#### **2.6.3.2 Camión de diseño**

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 2.5. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el **LRFD Artículo 3.6.2**.

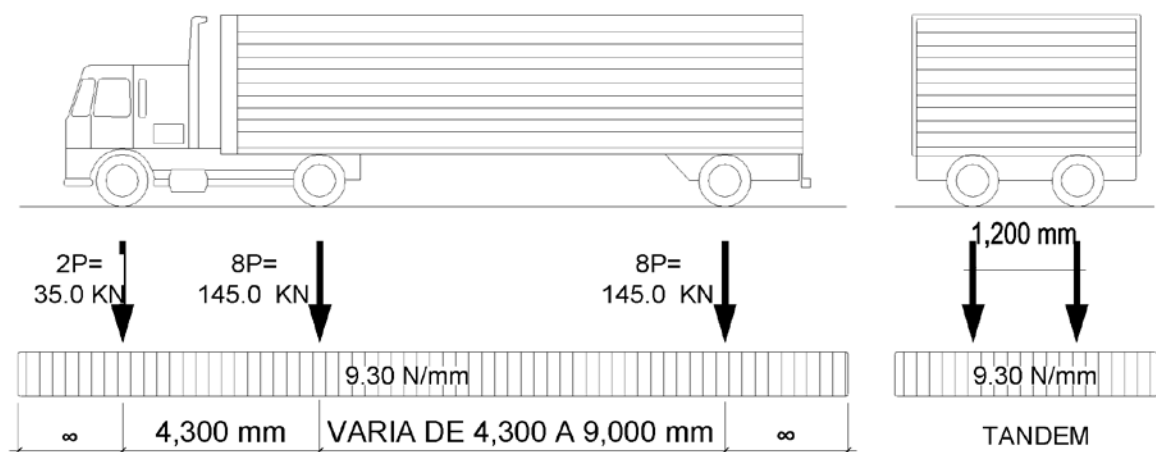


Fig. 6: Características del Camión de diseño

A excepción de lo especificado en los **Artículos 3.6.1.3.1** y **3.6.1.4.1**, la separación entre los dos ejes de  $145000 \text{ N}$  se deberá variar entre  $4300$  y  $9000 \text{ mm}$  para producir las solicitaciones extremas (**LRFD Arto. 3.6.1.2.2**).

### 2.6.3.3 Tándem de diseño

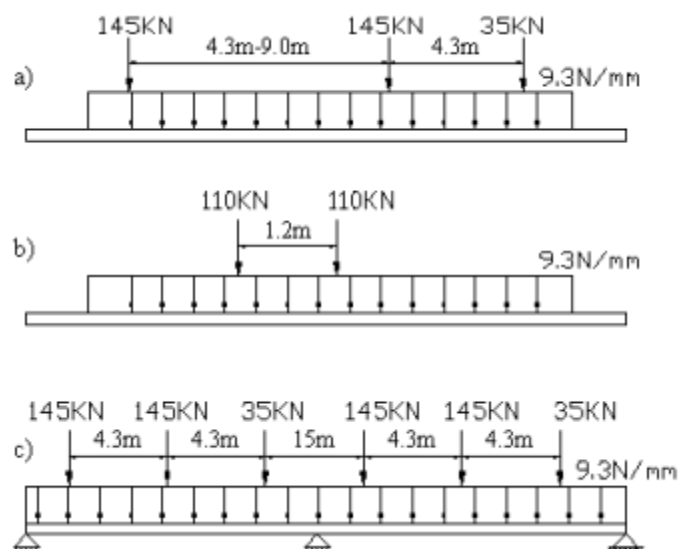
El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de  $110000 \text{ N}$  con una separación de  $1200 \text{ mm}$ . La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como  $1800 \text{ mm}$ . Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el **Artículo 3.6.2** (**LRFD Arto. 3.6.1.2.3**).

### 2.6.3.4 Carga del carril de diseño

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de  $9,3 \text{ N/mm}$  uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de  $3000 \text{ mm}$ . Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica (**LRFD Arto. 3.6.1.2.4**).

A menos que se especifique lo contrario, la solicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores: (**LRFD Arto. 3.6.1.3.1**)

- La solicitación debida al tándem de diseño combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño.
- La solicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en el **LRFD Artículo 3.6.1.2.2** combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño.
- Tanto para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo una carga uniforme en todos los claros como para reacción en pilas interiores solamente, 90 por ciento de la solicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15000 mm entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la solicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145000 N de cada camión se deberá tomar como 4300 mm.



**Fig. 7: Cargas de diseño según la AASHTO**

### **2.6.3.5 Carga de fatiga**

Debido a que la mayoría de camiones no exceden el límite de peso, sería muy conservador usar toda la carga viva del modelo para el análisis de la fatiga, por lo tanto, la carga de fatiga será un camión de diseño especificado en el **LRFD Artículo 3.6.1.2.2** o los ejes del mismo, pero con una separación constante de 9000 mm entre los ejes de 145000 N (**LRFD Arto. 3.6.1.4.1**).

Dado que el estado límite de fatiga y fractura se define en función de los ciclos acumulados de la gama de tensiones, la especificación de la carga por sí sola no es adecuada. La carga debe especificarse junto con la frecuencia de la carga. A efectos del presente documento, se entenderá por camión todo vehículo con más de dos ejes o cuatro ruedas (**LRFD Arto. 3.6.1.4.2**).

A la carga de Fatiga se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica especificado en el **LRFD Arto. 3.6.2**.

### **2.6.3.6 Cargas peatonales: Sobrecarga (PL)**

Se deberá aplicar una carga peatonal de  $3.6 \times 10^{-3}$  MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Los puentes exclusivamente para tránsito peatonal o ciclovías se deberán diseñar para una sobrecarga de  $4.1 \times 10^{-3}$  MPa (**LRFD Arto. 3.6.1.6**).

### **2.6.3.7 Cargas sobre las barandas**

Las cargas en barandas deben ser evaluadas de acuerdo con la sección 13 del **LRFD** en donde se especifican los criterios a tener en cuenta para la selección de un sistema de barandas capaz de proporcionar adecuada resistencia lateral.

### 2.6.3.8 Incremento por carga vehicular dinámica (IM)

Dado que la superficie de rodadura no es uniforme, la suspensión de los vehículos reacciona a compresión y tensión, dicha oscilación causa fuerzas que exceden el peso estático cuando el vehículo está en movimiento, por lo que es necesario considerar el incremento por carga vehicular dinámica.

Los efectos dinámicos provocados por los vehículos en movimiento se pueden atribuir a dos orígenes: (**LRFD C3.6.2.1**)

- El efecto de martilleo
- La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan.

A menos que los **Artículos 3.6.2.2** y **3.6.2.3** permitan lo contrario, los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en el **LRFD Tabla 3.6.2.1-1**.

El factor a aplicar a la carga estática del peso del camión se deberá tomar como:  $1 + \frac{IM}{100}$

**Tabla 1. Incremento por Carga Dinámica**

Componente	IM(%)
Uniones de losa-Todos los estados limites	75
Otros componentes	
Estados limites de rotura y fatiga	15
Otros estados limites	33

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

No es necesario aplicar el incremento por carga dinámica a:

- Muros de sostenimiento no solicitado por reacciones verticales de la superestructura
- Componentes de las cimentaciones que están completamente por debajo del nivel del terreno.

### 2.6.3.9 Fuerza centrífuga (CE)

Un camión puede incrementar o disminuir su velocidad o cambiar de dirección a lo largo de una ruta curvilínea. Todos estos eventos causan fuerzas entre el camión y la plataforma, por los efectos de la fuerza centrífuga AASHTO propone la siguiente expresión:

$$F_r = CW$$

En donde:

.

$$C = \frac{4}{3} \left( \frac{V^2}{Rg} \right)$$

**V:** Velocidad en m/s.

**R:** Radio de curvatura de la línea de tráfico (m).

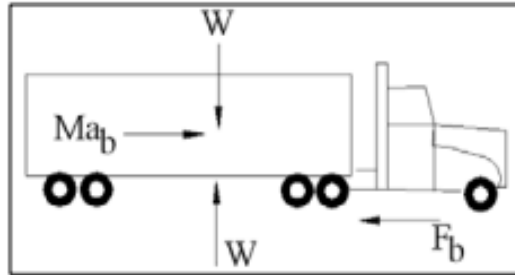
**Fr:** la fuerza aplicada en el centro de masa supuesto a una distancia de 1.8 m de la superficie de la plataforma.

**W:** Peso del camión.

Los factores de presencia múltiple pueden ser aplicados a estas fuerzas porque es improbable que todas las líneas sean cargadas simultáneamente en su totalidad (**LRFD Arto. 3.6.1.1.2**).

### 2.6.3.10 Fuerza de frenado de los vehículos (BR)

Como el camión tiene una masa relativamente grande para su potencia disponible, no puede aumentar su velocidad lo suficiente para causar fuerzas importantes en el puente, por lo contrario, la desaceleración debido a los frenos puede causar fuerzas importantes en el puente en la dirección del camión de diseño. Los factores de presencia múltiple también se aplican ya que es poco probable que todas las líneas sean cargadas simultáneamente.



**Fig. 8: Diagrama de cuerpo libre de las Fuerzas de Frenado**

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores (**LRFD Arto. 3.6.4**):

- 25% de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño.
- 5% del camión de diseño más la carga del carril o 5% del tándem de diseño más la carga del carril.

Se aplicarán los factores de presencia múltiple especificados en el **LRFD Artículo 3.6.1.1.2**.

En base a los principios de la energía y suponiendo una desaceleración uniforme, la fuerza de frenado determinada como una fracción del peso del vehículo es igual a (**LRFD C3.6.4**):

$$b = \frac{v^2}{2ga}$$

Dónde: **a** es la longitud de desaceleración uniforme, **v** es la velocidad de diseño de la carretera y **b** es la fracción del peso del vehículo.

### **2.6.3.11 Fuerza de colisión vehicular (CT)**

#### **2.6.3.11.1 Colisión de vehículos contra las barreras**

La fuerza de colisión de vehículos con parapetos o barreras crea fuerzas que también deben ser consideradas. En la colisión de vehículos contra las barreras se aplicarán los requisitos del **LRFD Sección 13 (LRFD Arto. 3.6.5.3)**.

### **2.6.4 Empuje del suelo: empuje horizontal del suelo (EH), sobrecarga del suelo (ES) y sobrecarga viva del suelo (LS)**

El empuje del suelo se considerara en función de (**LRFD Arto. 3.11.1**):

- Tipo y densidad del suelo
- Contenido de agua
- Características de fluencia lenta del suelo
- Grado de compactación
- Ubicación del nivel freático
- Interacción suelo-estructura
- Cantidad de sobrecarga
- Efectos sísmicos
- Pendiente del relleno
- Inclinação del muro

No se deberá utilizar limo ni arcilla como relleno, a menos que se incorporen medidas de control en los documentos de construcción para justificar presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con el **LRFD Artículo 3.11.3**. Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración de acuerdo con el **LRFD Sección 11**. En ningún caso se deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno.



Cuando la actividad de los equipos de compactación mecánica se anticipa a una distancia de la mitad de la altura de la muro, tomada como la diferencia de elevación entre el punto en que el grado final cruza la parte posterior de la pared y la base de la pared, se deberá tomar en cuenta la presión adicional del suelo que puede ser inducida por compactación (**LRFD Arto. 3.11.2**).

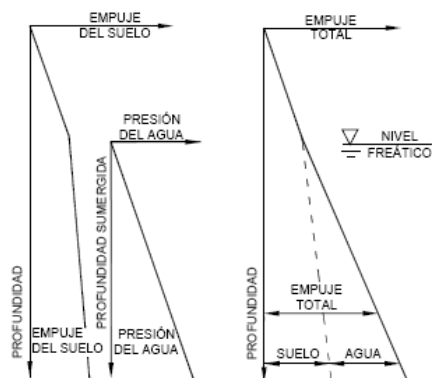
Si no se permite que el suelo retenido drene, el efecto de la presión hidrostática del agua se deberá sumar al efecto del empuje del suelo. En los casos en los que se espera que habrá estancamiento del agua detrás del muro, se deberá diseñar para soportar la presión hidrostática del agua más el empuje del suelo (**LRFD Arto. 3.11.3**). Los pesos de la porción sumergida del suelo se utilizarán para determinar la presión lateral de la tierra debajo de la capa freática.

Si el nivel freático difiere a ambos lados del muro, se deberán considerar los efectos de la filtración sobre la estabilidad del muro y el potencial de socavación. Para determinar los empujes laterales totales que actúan sobre el muro se deberán sumar las presiones del agua intersticial a las tensiones efectivas horizontales.

Se debería evitar que se desarrollen presiones hidrostáticas sobre los muros, utilizando roca triturada, tuberías de drenaje, drenes de grava, drenes perforados o drenes geosintéticos (**LRFD C3.11.3**).

Se tendrán en cuenta los efectos de la inercia de la pared y la probable amplificación de la presión de tierra activa y / o la movilización de masas de tierra pasivas por terremoto.

En la Fig. 9 se ilustra el efecto de la presión adicional provocada por el nivel freático.



**Fig. 9:** Efecto del nivel freático.

#### 2.6.4.1 Empuje horizontal del suelo (EH)

Se supondrá que la presión lateral de la tierra es linealmente proporcional a la profundidad de la tierra y tomada como: (**LRFD Arto. 3.11.5.1**)

$$p = k \gamma_s g z (x 10^{-9})$$

En dónde:

**p:** presión lateral de la tierra

**k:** coeficiente de empuje lateral tomado como **k<sub>o</sub>**, especificado el **Artículo 3.11.5.2** para paredes que no se desvían ni se mueven. **k<sub>a</sub>** especificado en los **Artículos 3.11.5.3, 3.11.5.6 y 3.11.5.7**, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o **k<sub>p</sub>**, especificado en el **Artículo 3.11.5.4**, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

**γ<sub>s</sub>**= peso unitario del suelo (kcf)

**Z**= profundidad por debajo la superficie de la tierra (pies)

#### 2.6.4.2 Sobrecarga uniforme: Sobrecarga del suelo (ES)

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante (**LRFD Arto. 3.11.6.1**). Este empuje constante se puede tomar como:  $\Delta_p = k_s q_s$

#### 2.6.4.3 Sobrecarga viva (LS)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. Si la sobrecarga es para una carretera de uso público su intensidad deberá ser consistente con los requisitos del **LRFD Artículo 3.6.1.2**. Si la sobrecarga no es para una carretera de uso público deberá especificar y/o a probar sobrecargas vivas adecuadas.

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como (**LRFD Arto. 3.11.6.4**):

$$\Delta_p = k \gamma_s g h_{eq} \times 10^{-9}$$

Los valores de  $h_{eq}$  tabulados se determinaron evaluando la fuerza horizontal contra un estribo o muro debido a la distribución de empuje producido por la sobrecarga vehicular del **LRFD Artículo 3.6.1.2**. (**LRFD C3.11.6.4**).

#### 2.6.4.4 Análisis de Mononobe – Okabe

La evaluación del empuje activo dinámico de suelo requiere de un análisis complejo que considera la interacción suelo – estructura. Para ello, algunos autores han adoptado hipótesis simplificativas, considerando el relleno como material granular no saturado, fundación indeformable, admitiendo que la cuña de suelo es un cuerpo rígido y que los desplazamientos laterales son despreciables. El método de análisis propuesto por Mononobe y Okabe es el más comúnmente usado por su simplicidad.

El análisis de Mononobe – Okabe es una ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb que toma en cuenta las fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo, que multiplicados por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb.

Considerando el equilibrio de la cuña de suelo detrás del estribo ilustrado en el **LRFD Figura 2.9**, se puede obtener un valor  $E_{AE}$  de la fuerza activa que ejerce el estribo sobre la masa de suelo y viceversa. Cuando el estribo está en el punto de falla  $E_{AE}$  se puede calcular mediante la siguiente expresión: (**LRFD A11.1.1.1-1**)

$$E_{AE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \times 10^{-9}$$

En dónde:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$E_{AE}$ : fuerza activa total estática y equivalente (N/mm)

$g$ : aceleración de la gravedad (m/seg<sup>2</sup>)

$\gamma$ : densidad del suelo (kg/m<sup>3</sup>)

$H$ : altura del suelo (mm)

$\Phi$ : ángulo de fricción del suelo (°)

$\theta$ : arc tan ( $k_h / (1 - k_v)$ ) (°)

$\delta$ : ángulo de fricción entre el suelo y el estribo (°)

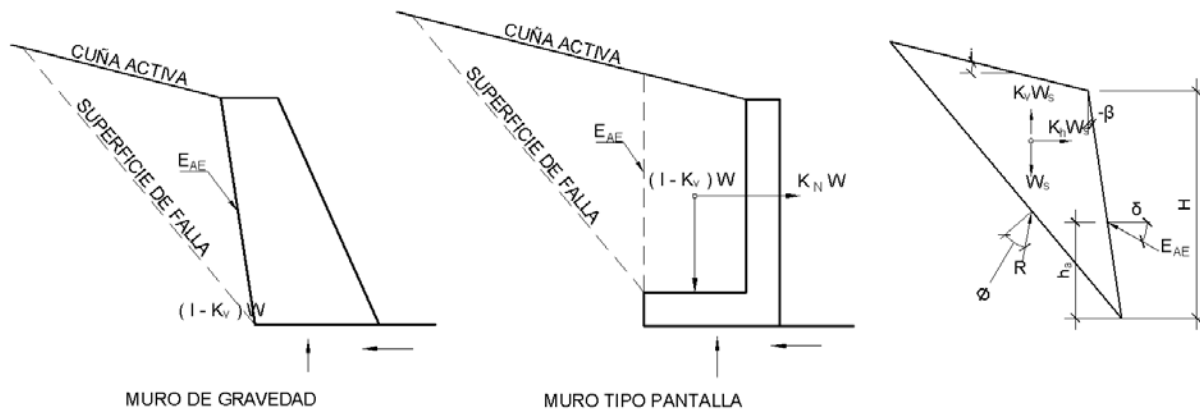
$k_h$ : coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adimensional)

$k_v$ : coeficiente de aceleración sísmica vertical (adimensional)

$i$ : ángulo de inclinación de la superficie del relleno (°)

$\beta$ : ángulo de inclinación del paramento interior del estribo respecto de la vertical (sentido negativo como se ilustra) (°)

$K_{AE}$ : coeficiente de empuje activo sísmico (adimensional)



**Fig. 10: Diagrama de fuerzas de la cuña activa de suelo.**

El valor de  $h_a$ , la altura a la cual la resultante del empuje del suelo actúa sobre el estribo, se puede tomar igual a  $H/3$  para un caso estático que no involucre efectos sísmicos. Sin embargo este valor aumenta a medida que aumentan las solicitaciones de origen sísmico. Esto se ha demostrado empíricamente mediante ensayos y Word (1973) lo demostró en forma teórica, hallando que la resultante del empuje dinámico actúa aproximadamente a la mitad de la altura. Seed y Whitman han sugerido que  $h$  se podría obtener suponiendo que la componente estática del esfuerzo del suelo (calculada usando la **Ec. A11.1.1.1-1** con  $\theta = k_v = 0$ ) actúa a  $H/3$  de la base del estribo, mientras que se podría considerar que el esfuerzo dinámico adicional actúa a una altura de  $0.6H$ . Para la mayoría de las aplicaciones será suficiente asumir  $h = H/2$  con un empuje uniformemente distribuido (**LRFD A11.1.1.1-1**).

## 2.6.5 Temperatura

Dos tipos de temperatura deben ser considerados en el análisis de la estructura. El primer tipo es el cambio de temperatura uniforme. Este tipo de cambio de temperatura afecta puentes largos y cortos, y si los apoyos están restringidos ocasionará fuerzas en los estribos del puente. El segundo tipo cambio de temperatura es un gradiente no uniforme de calentamiento o enfriamiento. En la figura 2.10 se muestra los dos cambios de temperatura.

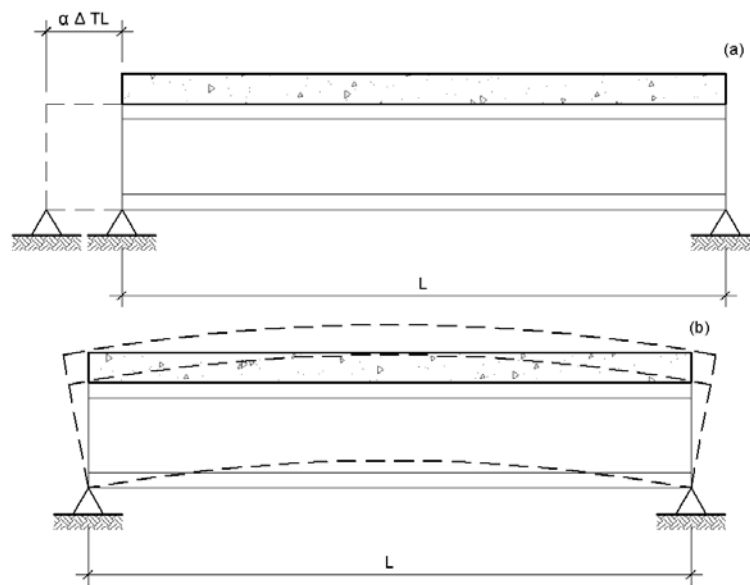


Fig. 11: Temperatura que induce dilatación y (b) temperatura que induce curvatura

### 2.6.5.1 Temperatura uniforme (TU)

El movimiento térmico de diseño asociado con un cambio uniforme de la temperatura se puede calcular utilizando dos procedimientos diferentes denominados Procedimiento A y el Procedimiento B, para puentes con tablero de concreto que tienen vigas de concreto o acero se puede utilizar tanto el Procedimiento A como el Procedimiento B. Para todos los demás tipos de puentes se deberá utilizar el Procedimiento A (**LRFD Arto. 3.12.2**).

El Procedimiento A es el procedimiento histórico, tradicionalmente utilizado para el diseño aparatos de apoyo de puentes (**LRFD C3.12.2.1**).

#### **2.6.5.2 Gradiente de temperatura (TG):**

El gradiente de temperatura se incluye en varias combinaciones de carga. La experiencia ha demostrado que el descuido del gradiente de temperatura en el diseño de un determinado tipo de estructura no ha provocado dificultades estructurales, el Propietario puede optar por excluir el gradiente de temperatura.

#### **2.6.6 Efectos sísmicos (EQ)**

Las fuerzas sísmicas serán evaluadas por cualquier procedimiento racional de análisis. Nicaragua es un país en el cuál sus diferentes regiones se ven afectadas por las amenazas derivadas de distintas manifestaciones de la naturaleza.

Para el cálculo del coeficiente sísmico y la aceleración máxima del terreno del puente a diseñar, se usó del Reglamento Nacional de Construcción (**RNC – 07**).

### 3 METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS DEL PUENTE SANTA ROSA-CAMINO EL POLLO SISLAO

Con el objetivo de ilustrar la aplicación de la Norma AASHTO LRFD 2014 en el diseño de puentes, se realizó el diseño del puente Santa Rosa – Camino El Pollo Sislaio considerando una longitud del claro de 15.50 m, con losa de concreto reforzado sobre vigas de acero.

#### 3.1 Consideraciones a tomar en cuenta para el diseño estructural del puente santa rosa-camino el pollo Sislaio

##### 3.1.1 Estudio de suelo

Los resultados del estudio de suelo muestran que a partir de la superficie del terreno existente al momento de la realización de los sondeos, hasta una profundidad de 3.5 a 7.5 pies (1.0 a 2.28 m), el suelo presenta una pobre densidad con valores de resistencia a la penetración estándar en el rango de 3 a 11 golpes por pie hasta una profundidad de 4.5 a 10.5 pies (1.37 a 3.2 m), el suelo adquiere una densidad compacta con valores de resistencia de 31 a 63 golpes por pie. A mayor profundidad, 19.5 a 21.0 pies (5.94 a 6.5 m) de profundidad, subyace un manto rocoso de composición basáltica, el cual por su alta dureza fue perforado con trépano de broca diamantada.

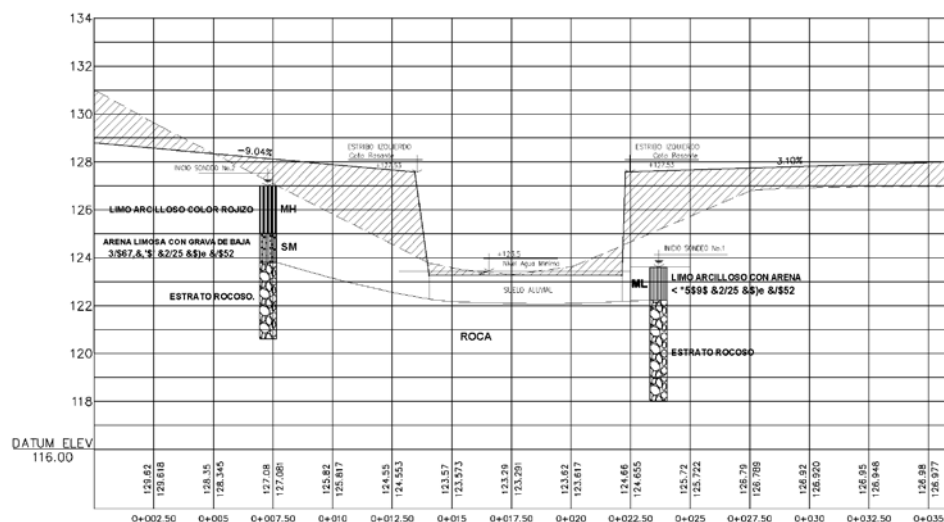


Fig. 12: Perfil Estratigráfico del Suelo (Puente Santa Rosa – Camino El Pollo Sislaio)



Se recomienda cimentar el puente Santa Rosa a las profundidades mínimas y capacidad soporte, siguientes:

**Tabla 2. Profundidades mínimas y capacidad soporte requeridas por los cimientos**

No. Sondeo	1	2
Ubicación	Lado Izquierdo Estribo Entrada de Mulukuku, parte baja	Centro de Estribo Salida a Pueblo Nuevo, en relleno
Profundidad mínima de Desplante, m (*)	2.6	5.0
Capacidad Soporte, kgf/cm <sup>2</sup>	8.0	

(\*) Profundidad referida a la superficie del terreno existente al momento de la realización de los sondeos.

### 3.1.2 Estudio de hidrológico e Hidrotécnico

El puente será construido sobre la Quebrada La Piedra, afluente del Río Iyás que a la vez es afluente del Río Tuma de la Cuenca 55 Río Grande de Matagalpa.

La quebrada La Piedra tiene una longitud aproximada de 2.69 km y una cuenca con un área de 6.70 km<sup>2</sup>, limitada por los Cerros Paraska, Santa Rosa y La Piedra. Para efectos del presente estudio se delimitaron dos subcuencas para la aplicación del Método de Muskingham.

En la tabla siguiente se muestran los valores de Caudal Máximo de Diseño obtenidos en el estudio hidrológico.

**Tabla 3. Valores de caudal máximo de diseño**

Sub	Área	Long (L)	H máx	H mín	Sc	k	tc	I	C				Caudal
Cuenca	Km <sup>2</sup>	m	msmn	msmn	m/m	adim	min	mm/h	adimensional				m <sup>3</sup> /s
									US	TS	PT	c	
C-1	3.76	1340	200	180	0.015	35976.3	13.2	204.2	0.04	1.5	1	0.060	12.79
C-2	2.39	1990	180	107.33	0.037	34156.7	12.7	207.9	0.04	1.5	1.5	0.090	12.43

El estudio también indica valor de socavación de 0.41m y 1.16 m, por lo cual será necesario que las obras propuestas sean desplantadas a profundidades mayores que los niveles de socavación.

### **3.2 Diseño del puente aplicando los criterios de la AASHTO 2014**

#### **3.2.1 Diseño de la losa**

Las disposiciones planteadas por el código **AASHTO LRFD** en su artículo **9.7.2** se refieren exclusivamente al proceso de diseño empírico de losas de concreto sustentadas por componentes longitudinales.

La Norma establece que la altura de un tablero de concreto, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm. (**LRFD Arto. 9.7.1.1**). En el caso del Puente Santa Rosa – Camino del Pollo Sislao, tomaremos un espesor de losa igual a 200 mm, considerando un recubrimiento superior e inferior de 50 mm y 25 mm respectivamente.

Considerando que las vigas principales actúan de forma compuesta con la losa, los conectores de corte serán diseñados de acuerdo con los requisitos del **LRFD Sección 6** para elementos estructurales de acero (**LRFD Arto. 9.7.1.2**).

#### **3.2.2 Acero de refuerzo para losa de concreto**

##### **3.2.2.1 Cálculo de solicitaciones en la losa de concreto**

Las solicitaciones que se deben tener en cuenta al momento de diseñar un puente son: El peso propio, la carga viva el impacto, el trenado, el viento, la fuerza de la corriente de agua, el empuje del suelo, la fuerza centrífuga, el sismo entre otras.

Para el cálculo de las solicitaciones el tablero se subdividirá en franjas perpendiculares a los componentes de apoyo, estas franjas dependen de la longitud efectiva de la losa (**S**). La longitud efectiva de losa puede tomarse de la siguiente manera: para losas apoyadas sobre vigas metálicas o de concreto: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando los chaflanes (**LRFD Arto. 9.7.2.3**).

El ancho de la franja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en el **LRFD Tabla 4.6.2.1.3-1**. Para los vuelos de tableros, cuando sea aplicable, se pueden utilizar los requisitos del **LRFD Artículo 3.6.1.3.4** en lugar del ancho de faja especificado en el **LRFD Tabla 4.6.2.1.3-1** para vuelos de tableros.

La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, debe satisfacer los requisitos del **LRFD Arto. 4.6.2.1.6**.

### **3.2.2.2 Cálculo del acero de refuerzo en la losa de concreto**

En nuestro caso proponemos el uso de acero de refuerzo debe ser de grado 60 del tipo ASTM A615 o ASTM A706 (cuando se requiere soldar las barras de refuerzo). Todos los refuerzos serán barras rectas, aunque es posible proporcionar ganchos en los extremos cuando sea necesario.

Deberán proporcionarse cuatro capas de refuerzo isotrópico en losas diseñadas empíricamente. Las barras longitudinales del refuerzo isotrópico pueden participar en la resistencia a momentos negativos en un soporte interno en estructuras continuas. Los refuerzos deberán estar situados lo más cerca posible de las superficies exteriores, según lo permitan los requisitos de cubierta. En cada cara de la losa se proveerá refuerzo con las capas más externas colocadas en la dirección de la longitud efectiva, **S (LRFD Arto. 9.7.2.5)**.

Para calcular la sollicitación mayorada total se utilizará la combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento, esto es, el **Estado Límite de Resistencia I**.

$$Q = \eta_i [1.25(DC) + 1.5(DW) + 1.75(LL + IM)]$$

En la parte de la combinación que incluye a la sobrecarga vehicular, es decir, 1.75 (LL+IM), se deben utilizar los momentos totales positivos y negativos obtenidos del **LRFD Tabla A4-1**, pero se deben utilizar por separado para obtener la sollicitación mayorada, y de esta manera calcular el acero de refuerzo requerido para las zonas de momento positivo y momento negativo.

### 3.2.3 Diseño de viga de acero

#### 3.2.3.1 Criterios de diseño

Para considerar que las vigas principales actúan de forma compuesta con la losa, los conectores de corte se diseñarán de acuerdo con los requisitos del **LRFD Sección 6** destinada exclusivamente para estructuras de acero (**LRFD Arto. 9.7.1.2**).

El peralte o altura adecuada de una viga es una consideración sumamente importante que afecta la economía del diseño de una viga de acero. En ausencia de cualquier restricción de profundidad, el **LRFD Artículo 2.5.2.6.3** proporciona las relaciones mínimas para longitud de tramo – profundidad.

El cálculo de la superestructura del puente con vigas longitudinales de acero se realiza considerando la colaboración a compresión de la losa de concreto reforzado y la tracción de la viga de acero, con lo cual se aprovecha al máximo cada material. Lo ideal para este tipo de diseño es conseguir que el centro de gravedad de la sección compuesta (viga con losa), se encuentre en el punto de unión en la viga y la losa, durante la etapa de servicio.

El diseño de trabes armadas y losas compuestas y el cálculo de esfuerzo se deben hacer siguiendo el método de inercia compuesta, y deben ser consistentes con las propiedades de los distintos materiales determinados previamente.

Las relaciones entre los módulos de elasticidad del acero ( $29 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2$ ;  $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ ) y los de concreto con distintas resistencias de diseño serán las siguientes:

$f'_c$  = resistencia ultima unitaria del concreto en compresión, determinada por medio de cilindros probados a los 28 días de edad, psi ( $\text{kgf/cm}^2$ ).

$n$  = relación entre el módulo de elasticidad del acero y el del concreto. En función de la resistencia última de los cilindros de concreto, pueden suponerse los valores siguientes:

$$\begin{aligned} f'_c &= 2000-2400 & n &= 15 \\ &= 2500-2900 & &= 12 \\ &= 3000-3900 & &= 10 \\ &= 4000-4900 & &= 8 \\ &= 5000\text{-o más} & &= 6 \end{aligned}$$

En el diseño de las trabes compuestas con cargas muertas que actúan sobre la sección compuesta hay que tomar en cuenta el efecto debido al flujo plástico. En esas estructuras, los esfuerzos y las fuerzas cortantes horizontales producidos por las cargas muertas que actúan sobre la sección compuesta se calcularán con la “ $n$ ” proporcionada arriba o con ese valor multiplicado por 3, y se tomarán los esfuerzos y fuerzas cortantes mayores.

### 3.2.3.2 Propiedades de la sección

En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad,  $E_c$ , para concretos cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m<sup>3</sup> y esfuerzo de compresión especificado arriba de 105 MPa puede tomarse como:

$$E_c = 0.043 K_1 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (\text{LRFD Arto. 5.4.2.4})$$

Dónde:

$E_c$ : Modulo de Elasticidad

$K_1$ : factor de corrección

$w_c$ : peso unitario del concreto

$f'_c$ : resistencia a la compresión especificada del concreto

Los datos de las pruebas muestran que el módulo de elasticidad del concreto es influenciado por la rigidez del agregado. El factor  $K_1$  es incluido para permitir que el módulo calculado sea ajustado para diferentes tipos de agregados y materiales locales. A menos que un valor sea determinado por pruebas físicas,  $K_1$  deberá tomarse como 1.0 (**LRFD C5.4.2.4**).

Para calcular los esfuerzos de flexión dentro de las secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta consistirá en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo de la cubierta de concreto (**LRFD Arto. 6.10.1.1.1b**).

Para cargas transitorias asumidas aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, el área de la cubierta de concreto debe ser transformada usando la proporción modular a corto plazo,  $n$ . Para cargas permanentes asumidas aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área de la cubierta de concreto debe ser transformada usando la proporción modular a largo plazo  $3n$  (**LRFD Arto. 6.10.1.1.1b**).

### 3.2.3.3 Efectos de la carga muerta

La siguiente Tabla resume los componentes de carga muerta que deben ser incluidos en el diseño de la viga de la superestructura.

**Tabla 4. Componentes de carga muerta**

Resistidas Por:	Tipo de Factor de Carga	
	DC	DW
Sección No Compuesta	Cubierta de concreto	
	Cartela de concreto	
	Cubierta soportada in situ	
	Peso propio de la viga	
Sección Compuesta	Barandas formadas por postes y vigas	Superficie de desgaste

### 3.2.3.4 Efectos de la carga viva

El término carga viva se refiere a cualquier efecto sobre la estructura producido por el peso del vehículo, cargas de tránsito ferroviario y cargas peatonales más los efectos derivados por carga dinámica, fuerzas centrífugas, fuerzas de frenado y fuerzas de colisión vehicular.

#### Cargas transitorias:

Verifique el rango de aplicabilidad como sigue (**LRFD Tabla 4.6.2.2.2b-1**):

$$1100 \leq S \leq 4900; 110 \leq t_s \leq 300; 6000 \leq L \leq 73000; N_b \geq 4$$

El parámetro de rigidez longitudinal,  $K_g$ , se deberá tomar como: (**LRFD Arto. 4.6.2.2.1**);

$$4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$$

$$K_g = n(I + A e_g^2) \text{ Donde: } n = \frac{E_B}{E_D}$$

#### Cálculo de los Factores de Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores con tableros de concreto:

El momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tableros de concreto se puede determinar aplicando la fracción por carril,  $g$ , especificada en el **LRFD Tabla 4.6.2.2.2b-1** (**LRFD Arto. 4.6.2.2.2b**).

Los factores de distribución por sobrecarga para cortante en una viga interior son calculados de manera similar. El rango de aplicabilidad es similar al utilizado para momento.

#### Cálculo de los Factores de Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas interiores con tableros de concreto:

El corte por sobrecarga para las vigas interiores se puede determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en el **LRFD Tabla 4.6.2.2.3a-1**. Para los tipos de vigas interiores no listados en el **LRFD Tabla 4.6.2.2.3a-1**, la distribución lateral de la

rueda o eje adyacente al extremo del tramo será la obtenida aplicando la ley de momentos (**LRFD Arto. 4.6.2.2.3a**).

### **Cálculo de los Factores de Distribución de la Deflexión para sobrecargas:**

De acuerdo al **LRFD Artículo 2.5.2.6.2**, cuando se investiga la máxima deflexión absoluta para sistemas de vigas rectas, todos los carriles de diseño deberían estar cargados, y se debería asumir que todos los elementos portantes se deforman igualmente. Este Artículo también establece que se aplicará el factor de presencia múltiple apropiado.

En el caso de puentes rectos multiviga, esto equivale a decir que el factor de distribución de la deflexión es igual al número de carriles dividido por el número de vigas (**LRFD C2.5.2.6.2**).

$$g\Delta = m \left( \frac{N_L}{N_b} \right)$$

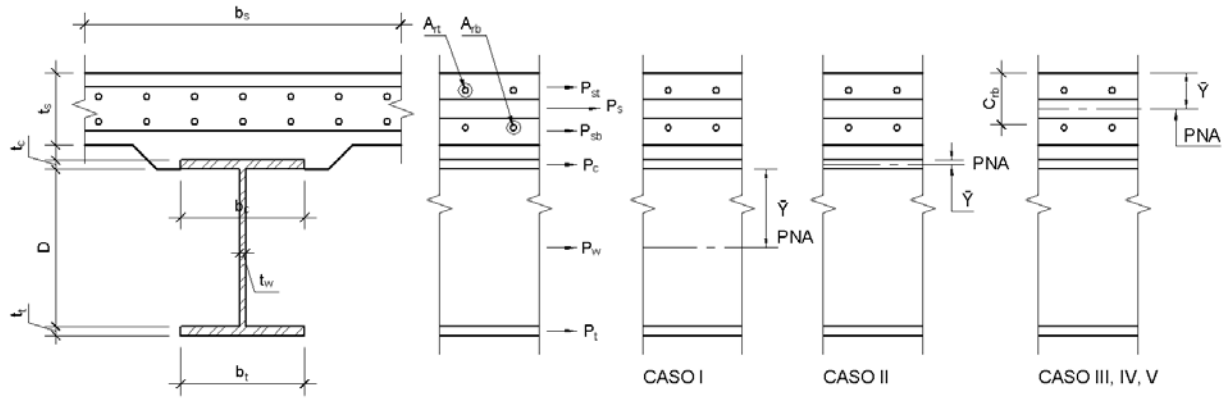
### **3.2.3.5 Cálculo de la capacidad del momento plástico**

Para secciones compuestas, en la región de momento positivo, el momento plástico **M<sub>p</sub>**, se calculará como el primer momento de fuerzas plásticas sobre el Eje Neutro Plástico.

Las fuerzas plásticas en las porciones de acero de una sección transversal se calcularán usando el esfuerzo de fluencia de los patines, el alma, y el acero de refuerzo, como sea apropiado. Las fuerzas plásticas en las porciones de concreto de una sección transversal que están en compresión pueden ser basadas en un bloque de esfuerzos rectangulares con la magnitud de esfuerzo de compresión igual a **0,85 f'<sub>c</sub>**. El concreto en tensión deberá ser omitido (**LRFD Arto. D6.1**).

El momento plástico de una sección compuesta en flexión positiva puede determinarse (**LRFD Arto. D6.1**) Calculando el **M<sub>p</sub>** usando las ecuaciones para los 5 casos que más probablemente pueden ocurrir en la práctica, dados en el **LRFD Tabla D6.1-1**.





**Fig. 13: Momento de fuerzas plásticas sobre el Eje Neutro Plástico**

### 3.2.3.6 Comprobación de la capacidad de la sección propuesta

Las secciones compuestas en puentes rectos que satisfacen los siguientes requisitos calificarán como secciones compuestas compactas (**LRFD Artículo 6.10.6.2.2**):

- a). La tensión de fluencia mínima especificada de los patines no excede 485 MPa
- b). El alma debe ser proporcionada sin rigidizadores longitudinales (**LRFD Artículo 6.10.2.1.1**)
- c). La sección satisface el límite de esbeltez del alma.

Límite de esbeltez del alma (**LRFD Artículo 6.10.6.2.2**):  $\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$

$D_{cp}$  = profundidad del alma en compresión en el momento plástico determinado como se especifica en el **LRFD Artículo D6.3.2** (mm)

### 3.2.3.7 Diseño por flexión – estado límite de resistencia

El momento de fluencia,  $M_y$ , de una sección compuesta en la región de momento positivo se usará en las ecuaciones suministradas en el **LRFD Artículo D6.2.2**. Esencialmente,  $M_y$  se toma como la suma de los momentos debido a las cargas factoradas en el Estado Límite de Resistencia aplicadas separadamente al acero, a la sección compuesta a largo y a corto plazo, para causar la primer fluencia nominal en cualquier patín de acero (**LRFD Arto. D6.2.2**).

$M_y$  se tomará como el menor valor calculado para el patín de compresión,  $M_{yc}$ , o el patín de tensión,  $M_{yt}$ . (**LRFD Arto. D6.2.2**).

### 3.2.3.8 Resistencia nominal a la flexión

La Resistencia Nominal a la Flexión de la sección debe tomarse como (**LRFD Arto. 6.10.7.1.2**):

$$\begin{array}{ll} D_p \leq 0.1 D_t & \\ \text{Si:} & \text{Entonces:} \quad \rightarrow \text{De otro modo: } M_n = M_p \left( 1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \\ & M_n = M_p \end{array}$$

$D_p$ : distancia de la parte superior de la cubierta de concreto al eje neutro de la sección compuesta en el Momento Plástico (mm)

$D_t$ : profundidad total de la sección compuesta (mm)

$M_p$ : momento plástico de la sección compuesta determinado como se especifica en el **LRFD Artículo D6.1** (Nmm)

### 3.2.3.9 Diseño por cortante:

- Resistencia al Cortante:

En el Estado Límite de Resistencia, los paneles de almas rectas y curvadas deberán satisfacer:  $V_u \leq \phi_v V_n$ .

$\phi_v$ : factor de resistencia para cortante especificado en el **LRFD Artículo 6.5.4.2**.

$V_n$ : resistencia nominal al corte determinado como se especifica en el **LRFD Artículos 6.10.9.2 y 6.10.9.3** para almas no rigidizadas y rigidizadas, respectivamente (N).

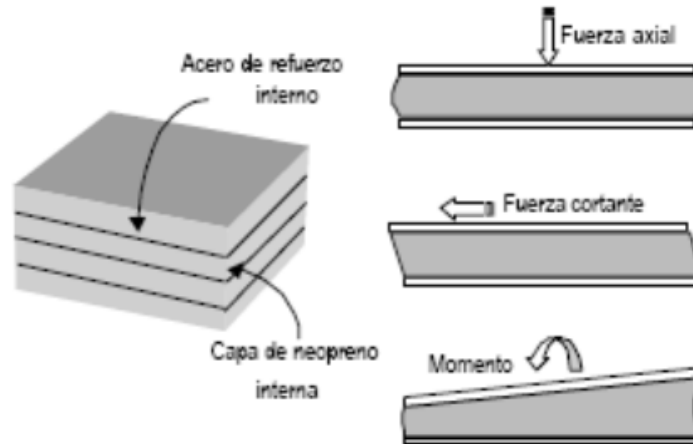
$V_u$ : cortante en el alma en la sección bajo consideración debido a las cargas factoradas (N).

Todos los detalles/procedimientos para el diseño de las vigas principales de acero y la losa que componen la superestructura se presentan en el capítulo 5 de esta monografía.

### 3.3 Diseño de aparatos de apoyo

Ubicados entre la superestructura y la infraestructura de un puente su función es transmitir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones. Por su alta eficiencia para disipar los movimientos de traslación y rotación, estos dispositivos están siendo adoptados como una solución de aislamiento sísmico.

Los apoyos pueden clasificarse como fijos y de expansión. Los fijos permiten rotaciones pero restringen los movimientos traslacionales. Los de expansión permiten movimientos traslacionales y rotaciones.



**Fig. 14: Solicitaciones en los apoyos**

A menos que se diga lo contrario, el factor de resistencia para apoyos  $\Phi$ , se tomará como 1.0 (**LRFD Arto. 14.6.1**).

### 3.3.1 Apoyos elastoméricos

Pueden ser de caucho natural o sintético (neopreno), este tipo de apoyo ha sustituido a los apoyos tradicionales de rótulas y péndulos de concreto armado o metálicos pues posibilitan traslaciones y rotaciones. Son flexibles en cortante pero a la vez muy rígidos para los cambios volumétricos.

### 3.3.2 Criterios de diseño

Las rotaciones son consideradas en el Estado Límite de Servicio y Resistencia como apropiados para diferentes tipos de apoyos. Las rotaciones por carga viva son típicamente menores de 0.005 radianes, pero la rotación total debido a la fabricación y tolerancias para asientos, apoyos, y vigas pueden ser significativamente más grandes que esto. Por lo tanto, la rotación total de diseño se encuentra sumando rotaciones debido a las cargas muerta y viva y agregando incrementos para los efectos de calidad de perfil y las tolerancias descritas anteriormente (**LRFD C14.4.2**).

A menos que puedan justificarse tolerancias más pequeñas,  $\theta_s$  para componentes elastoméricos es  $(\theta_L + \theta_D + 0.005)$  rad. (**LRFD C14.4.2**).

### 3.3.3 Selección de las propiedades preliminares del apoyo

El elastómero deberá tener un módulo de cortante entre 0.60 y 1.3 MPa y una dureza nominal entre 50 y 60 en la escala Shore A estipulado en los requisitos de la Sección 18.2 de las Especificaciones de Construcción de Puentes de la **AASHTO LRFD**. (**LRFD Arto. 14.7.5.2**)

El módulo de cortante del elastómero a 23 °C es la propiedad más importante para el diseño. Si el elastómero se especifica explícitamente por su módulo de corte, ese valor deberá ser usado en el diseño, y las otras propiedades serán obtenidas del **LRFD Tabla 14.7.5.2-1**. Si el material se especifica por su dureza, el módulo de cortante deberá tomarse como el menor valor favorable del rango para esa dureza dada en el **LRFD Tabla 14.7.5.2-1**. Valores intermedios pueden ser obtenidos por interpolación (**LRFD Arto. 14.7.5.2**).

### 3.3.4 Método de diseño (A o B)

De los métodos A y B propuestos en las especificaciones AASHTO LRFD, el Método A proporciona por limitaciones de esfuerzo, apoyos de menor capacidad que los diseñados con el Método B, sin embargo aquellos diseñados por el método B requieren de pruebas y control de calidad adicionales.

Para apoyos elastoméricos con acero reforzado diseñados de acuerdo con los requisitos del **LRFD Artículo 14.7.6.1**, las capas internas deben ser del mismo espesor, y el recubrimiento de las capas debe ser no más del 70 % del espesor de las capas internas (**LRFD Arto. 14.7.6.1**):

$$h_{recub.} \leq 70\% h_{interior}$$

### 3.3.5 Cálculo del factor de forma

El factor de forma para apoyos elastoméricos con refuerzo de acero cubiertos por el **LRFD Artículo 14.7.6.1** debe ser determinado como se especifica en el **LRFD Artículo 14.7.5.1** (**LRFD Arto. 14.7.6.1**).

El factor de forma de una capa de un apoyo elastomérico,  $S_i$ , se tomará como el área en planta de la capa dividida por el área del perímetro libre para abultamiento. Para apoyos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de una capa puede tomarse como (**LRFD Arto. 14.7.5.1**):

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)}$$

Dónde:

**L** = longitud de un apoyo elastomérico rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente, mm)

**W** = ancho del apoyo en la dirección transversal (mm)

**h<sub>ri</sub>** = espesor de <sup>i</sup>ésima capa elastomérica en el apoyo elastomérico (mm)

El apoyo elastomérico está formado por capas interiores y exteriores, por lo tanto, se deberá calcular el factor de forma para ambas capas.

### 3.3.6 Esfuerzos compresivos

Para los apoyos elastoméricos con acero reforzado diseñados de acuerdo con los requisitos del **LRFD Artículo 14.7.6.3.2** los esfuerzos compresivos en el elastómero en el Estado Límite de Servicio son como sigue: (**LRFD Arto. 14.7.6.3.2**).

$$\sigma_s \leq 7 \text{ MPa} \quad \text{y} \quad \sigma_s \leq 1.0 G S$$

Donde el valor de **S** usado debe ser aquel para la capa más gruesa del apoyo. Estos esfuerzos límites pueden ser aumentados en 10% donde la deformación de cortante es evitada. (**LRFD Arto. 14.7.6.3.2**)

### 3.3.7 Deflexiones por compresión

Las deflexiones de los apoyos elastoméricos debidas a la carga total y a la carga viva solamente deben ser consideradas separadamente. La deflexión instantánea debe tomarse como (**LRFD Arto. 14.7.5.3.3**):

$$\delta = \sum \varepsilon_i h_{ri}$$

Donde:

$\varepsilon_i$ : deformación unitaria compresiva instantánea en  $i^{\text{th}}$  capas de elastómero de un apoyo laminado

$h_{ri}$ : espesor de  $i^{\text{ésima}}$  capa elastomérica en un apoyo laminado (mm)

La deflexión compresiva inicial en cualquier capa de un apoyo elastomérico con acero de refuerzo en el Estado Límite de Servicio sin incremento por carga dinámica no debe exceder  $0.07 h_{ri}$  (**LRFD Arto. 14.7.6.3.3**).

$$\delta_{\text{int}(1\text{capa})} = \varepsilon_i h_{\text{interior}} \leq 0.07 h_{ri}$$

### 3.3.8 La deformación por corte

El desplazamiento horizontal máximo de la superestructura de un puente debe ser calculado de acuerdo con el **LRFD Artículo 14.4**. La máxima deformación de corte de la almohadilla  $\Delta_s$ , debe tomarse como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura, reducido para responder a la flexibilidad de la pila y modificado para los procedimientos de construcción (**LRFD Arto. 14.7.6.3.4**).

El apoyo debe satisfacer:  $h_{rt} \geq 2 \Delta_s$  (**LRFD Arto. 14.7.6.3.4**)

$h_{rt}$ : espesor total del elastómero (mm)

$\Delta_s$ : deformación de corte máximo total del elastómero en el Estado Límite de Servicio (mm)

$$\Delta_s = \gamma_{TU} \Delta_{\text{contr}}$$

### 3.3.9 Compresión y rotación combinada

En el estado límite de servicio, las rotaciones se toman como la suma de efectos máximos de la pérdida inicial del paralelismo y la subsiguiente rotación de extremo de la viga debido a las cargas y momentos actuantes. Los esfuerzos deben ser los esfuerzos máximos asociados con las condiciones de carga que inducen la rotación máxima (**LRFD Arto. 14.7.6.3.5a**).

La rotación de apoyos elastoméricos con acero reforzado y almohadillas elastoméricas es controlada previniendo el levantamiento entre el apoyo y la estructura y limitando el corte de la deformación unitaria en el elastómero. La falta inicial de paralelismo es debido al grado del perfil, deflexión de carga muerta, etc. El diseñador puede explicar la falta inicial de paralelismo proporcionando platinas estrechas u otros medios (**LRFD C14.7.6.3.5a**).

Las almohadillas rectangulares o apoyos deben satisfacer (**LRFD Arto. 14.7.6.3.5d**):

$$\sigma_s \geq 0.5 G S \left( \frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n}$$

$$\sigma_s \geq 0.5 G S \left( \frac{W}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,z}}{n}$$

En donde:

**$\sigma_s$** : esfuerzo compresivo de servicio promedio debido a la carga total asociada con la rotación máxima (MPa)

**G**: módulo de corte del elastómero (MPa)

**S**: factor de forma de la capa más gruesa de un apoyo elastomérico

**L**: longitud de un apoyo elastomérico rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente, mm)

**$h_{ri}$** : espesor total del elastómero en un apoyo elastomérico (mm)

**W**: ancho del apoyo en la dirección transversal (mm)

**$\theta_{s,x}$** : rotación de servicio debido a la carga total sobre el eje transversal (radianes)

**$\theta_{s,z}$** : rotación de servicio debido a la carga total sobre el eje longitudinal (radianes)

**n**: número de capas interiores del elastómero. Se definen capas exteriores como aquellas que están ligadas solo para una cara. Cuando los espesores de la capa exterior del elastómero esta más de la mitad del espesor de una capa interior, el parámetro, **n**, puede aumentarse por la mitad para cada capa exterior.



### 3.3.10 Estabilidad del apoyo elastomérico

Para asegurar la estabilidad, el espesor total de la almohadilla no excederá el menor valor de  $L/3$ ,  $W/3$  (**LRFD Arto. 14.7.6.3.6**).

$$h_{total} \leq \frac{L}{3} \quad y \quad h_{total} \leq \frac{W}{3}$$

$$h_{total} = (No. \text{ capas recub. } h_{recub.}) + (No. \text{ capas interiores } h_{interior}) + (No. \text{ capas refuerzo. } h_{refuerzo.})$$

### 3.3.11 Verificación del refuerzo

El refuerzo para apoyos elastoméricos con acero reforzado diseñados de acuerdo con los requisitos del **LRFD Artículo 14.7.6.3.7** debe ajustarse a los requisitos del **LRFD Artículo 14.7.5.3.7** (**LRFD Arto. 14.7.6.3.7**).

El espesor del acero de refuerzo de los apoyos elastoméricos debe ser capaz de mantener los esfuerzos tensores inducidos por la compresión en el apoyo. El espesor del acero reforzado,  $h_s$ , debe satisfacer los requisitos de la **AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications** y (**LRFD Arto. 14.7.5.3.7**):

- En el Estado Límite de Servicio:  $h_s \geq \frac{3h_{m\acute{a}x} \sigma_s}{F_y}$

$h_{m\acute{a}x}$ : espesor de la capa elastomérica más gruesa en el apoyo elastomérico (mm)

$\sigma_s$ : esfuerzo compresivo de servicio debido a la carga total (MPa)

$F_y$ : resistencia de la fluencia del acero reforzado (MPa)

- En el Estado Límite de Fatiga:  $h_s \geq \frac{2.0h_{m\acute{a}x} \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$

$\sigma_L$ : esfuerzo compresivo de servicio debido a la carga viva (MPa).

$\Delta F_{TH}$ : umbral de fatiga de amplitud constante para Categoría **A** como se especifica en el **LRFD Artículo 6.6** (MPa).

## **4 DISEÑO DE SUBESTRUCTURA**

### **4.1 Metodología para el diseño de subestructura**

Con el propósito de mostrar la aplicación del Código/Norma **AASHTO LRFD 2014** en el diseño de subestructuras de puentes, se realizará el diseño de un estribo de concreto reforzado utilizando el enfoque pseudo – estático de Mononobe – Okabe para determinar las cargas dinámicas provocadas por las aceleraciones del suelo. El estribo a diseñar corresponde al puente Santa Rosa – Camino El Pollo Sislao de claro simple de 15.50 m de longitud.

En esta unidad abordaremos únicamente el procedimiento para diseñar los estribos de concreto reforzado, usando los criterios correspondientes para una adecuada idealización de los elementos principales y a la vez realizar las revisiones totales y necesarias para asegurarse de que la estructura en general está diseñada eficientemente.

### **4.2 Diseño de estribo**

En general el diseño de los elementos que componen la subestructura de un puente están muy relacionados con los resultados del estudio de suelo ya que las condiciones de cimentación de un cruce son de trascendental importancia para decidir el tipo de puente a construir dado que tienen influencias en los siguientes aspectos:

- a) El sistema de cimentación: por contacto directo (superficial), con pilotes, caissons, etc (cimentaciones profundas).
- b) La longitud de los claros intermedios del puente.
- c) El tipo de subestructura, ya que para una elevación dada de la rasante, para diferentes claros conviene en general emplear diferentes tipos de subestructura. Por otra parte, las condiciones del suelo de cimentación pueden prestarse para el uso de superestructura continuas o emplear arcos o trabes isostáticos.

Los estribos son estructuras que tienen la finalidad de servir de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje lateral del suelo, adicionalmente, se colocarán los muros laterales conocidos como aletones que serán de utilidad para retener el material de relleno y en algunos casos encauzar el caudal del río aguas arriba del puente. Los estribos y muros de ala deben tener la longitud adecuada para evitar la erosión y que se despliegue el relleno que contienen.

Los estribos se diseñarán principalmente para resistir los empujes del terreno sobre los elementos y deberán cumplir con los factores de seguridad al deslizamiento y al volteo especificados en las Normas de diseño. La condición de empuje lateral del suelo rige en la mayoría de los casos, pero también se deberán considerar los efectos de sismo, el momento de agrietamiento o fisuración y las descargas provenientes de la superestructura del puente.

En el análisis y diseño de los estribos debe tenerse en cuenta las condiciones de estabilidad del relleno, las deflexiones esperadas en el muro, los procedimientos constructivos y toda posibilidad de movimiento o restricción del mismo en el muro. De esta manera se considerarán los estados de empuje activo, de reposo o de empuje pasivo de tierras. Además, deben estimarse los incrementos en el empuje de tierra ocasionados por sobrecargas superficiales, sea durante la construcción o debidas al tráfico vehicular. Por otro lado, los efectos del agua en el incremento del empuje lateral o en las presiones de poro que origina el flujo cuando existe una diferencia de niveles de agua entre ambos lados del muro, deben ser analizados.

Los estribos pueden considerarse muros de contención, pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad), mampostería de piedra o concreto ciclópeo, concreto reforzado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes), etc. Pueden estar o no recubiertos de piedra, ladrillo, etc., como materiales decorativos.

Entre las funciones básicas que debe proveer un estribo están: soportar el extremo del primer o último claro del puente, retener el suelo de relleno detrás de él y soportar parte de la carga de la losa de rodamiento y losa de aproximación. Para proveer dicha funcionalidad, una variedad de formas y configuraciones de estribo son utilizadas.

Los estribos pueden ser abiertos o cerrados; en donde los estribos cerrados pueden ser huecos o sólidos. Los estribos sólidos son generalmente de mampostería elaborados por bolones por su facilidad de hallarlas en las orillas de los ríos. Los estribos huecos son llamados así por su forma estructural, pero casi siempre se llenan de suelo – cemento para proporcionar peso y darle mayor seguridad a la estructura.

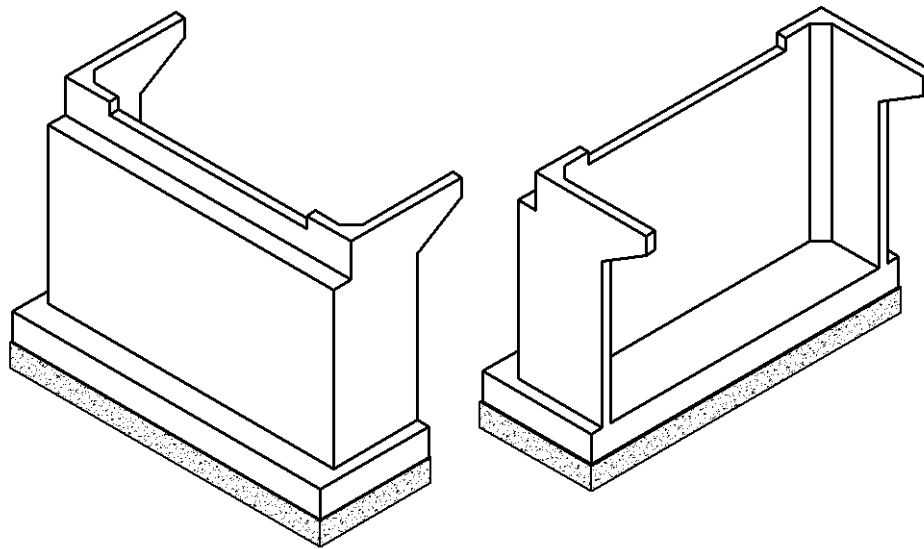
La subestructura de los puentes tiene adicionalmente elementos secundarios que cumplen una función primordial según la ubicación que presenten en el conjunto del puente, entre ellos tenemos.

1. Muros de ala (Aletones), cuya función principal es brindar un soporte lateral al estribo, y además sirven para canalizar las aguas del río en la sección del cruce.
2. Los disipadores de velocidad, generalmente se ubican tanto aguas arriba como aguas abajo en caso de tener puentes sucesivos, en el caso de los disipadores de aguas arriba, éstos sirven para evitar el impacto directo de objetos que podría arrastrar la corriente del río, y disminuir la velocidad del caudal.
3. También como obra complementaria se considera la protección del fondo del cauce (zampeado), cuya función principal es evitar el socavamiento de las pilas o estribos por la acción de las corrientes.

### 4.3 Tipos de estribos

#### 4.3.1 Estribo cerrado

Es el más clásico de los estribos utilizados. Consta de un muro frontal, el estribo propiamente dicho, aletas, con o sin muro lateral y la losa de transición, Fig. 15.



**Fig. 15: Estribo cerrado con alero (aletones) paralelo**

El muro frontal recibe la carga del dintel a través de los apoyos, los cuales permiten los movimientos del dintel independientemente de los ocasionados por las tierras.

El diseño de la parte superior del estribo viene gobernado por el tipo, carga y movimiento del dintel. La parte inferior por las acciones del dintel y por el empuje de tierras, siendo este efecto predominante cuando el estribo es alto.

De esta manera se plantean tres tipos de estribos cerrados. Espesor constante del frontal del estribo.

Cuando la altura es más grande se puede establecer un espesor variable para economizar concreto y adecuarlo a las exigencias de los esfuerzos que produce el empuje de tierras. No es fija la altura del estribo a partir de la cual establecer espesor constante o variable, pero puede estar alrededor de 6 y 8 m.

En el caso de muros muy altos se puede acudir a un muro nervado, en el cual el muro propiamente dicho transmite las cargas verticales de la viga de asiento al cimiento, además de resistir el empuje de las tierras horizontalmente entre nervios. La flexión del eje horizontal debido al empuje de las tierras y las solicitaciones horizontales en los apoyos, lo resisten los nervios verticales. Es muy poco frecuente utilizar en estribos “in situ”, muros nervados, lo contrario de lo que ocurre en estribos prefabricados. Tiene que ser un estribo muy alto y muy ancho para que esta disposición sea la más adecuada.

Todo estribo debe estar impermeabilizado en la parte de contacto con las tierras y estar dotado del correspondiente material filtrante que evite la presión hidrostática.

Los asentamientos que se producen en el tiempo en el terraplén de acceso son más importantes que los que se producen en los muros. El obligado resalto que se produciría en la unión entre ambos elementos se evita, en los puentes de carretera, por medio de la losa de transición, que apoyándose por un lado en las tierras y por otro en el muro realizará la transición entre uno y el otro extremo. El tamaño de esta losa va a depender de la magnitud de la diferencia de asientos entre muro y terraplén. En general con losas de transición de 4 a 5 m de longitud suele ser suficiente.

### 4.3.2 Estribos abiertos

El estribo abierto tiene como misión eliminar, o por lo menos, reducir el empuje horizontal de las tierras sobre el estribo cuando éste se coloque en un terraplén. Para ello se realiza la transición entre la viga cabezal que soporta el dintel y el suelo de cimentación a través de diafragmas, pilotes, etc que permiten el paso de las tierras.

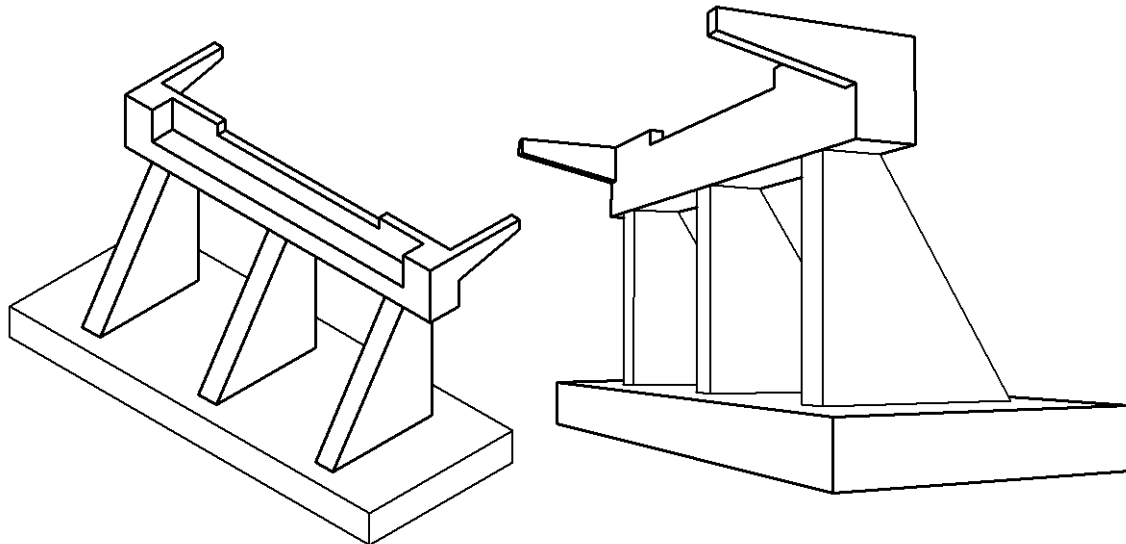


Fig. 16: Estribo abierto

El empuje de tierra existe sobre la viga cabezal, aletas y elementos de conexión con la cimentación. Además, existen las fuerzas horizontales derivadas de las acciones y deformaciones del dintel. Sus efectos deben ser transmitidos a la cimentación.

### 4.3.3 Aletas (aletones)

El control de la extensión del terraplén por delante y a los lados de los estribos se realiza por las aletas.

Las aletas transversales deben tener la longitud necesaria si se quiere que el derrame de las tierras no invada el frente del estribo. La aleta es en este caso una ménsula vertical para soportar su propio peso y una ménsula horizontal para resistir el empuje horizontal del terreno.

#### **4.3.4 Estribos prefabricados**

La prefabricación de los muros de contención, sustituyendo a los muros “in situ”, ha ido extendiéndose con el fin de facilitar la ejecución y mejorar el aspecto exterior. La extensión de esta tecnología a los estribos de puentes ha sido automática. Se consigue colocando una viga cabezal, con las exigencias funcionales determinadas por el dintel, sobre cuchillos más o menos reforzados de muros corrientes.

Existe una gran variación de muros prefabricados, alcanzando hasta los 10 y 12 m de altura. Todos ellos utilizan secciones nervadas aligeradas con el fin de disminuir su peso durante las operaciones transporte y colocación. Pueden tener anchos de 1.2 y 2.4 m (uno o dos nervios) y los nervios, cantos variables de hasta 1 m para alturas del orden de 10 m.

El método de unión entre el cimiento y el estribo es en todos ellos parecidos. El muro nervado tiene una terminación inferior en puntos localizados que permiten nivelar el muro. Las zapatas, que estabilizan el muro, se conectan con él a través de armaduras que salen de la pieza prefabricada.

#### **4.3.5 Estribos de tierra armada**

Los estribos de tierra armada son muy adecuados para acoplarse a los movimientos de terrenos muy deformables.

La intercalación de armaduras, generalmente a base de barandas, barras o mallas metálicas, en un suelo, constituyen un refuerzo del mismo por el rozamiento que se desarrolla entre el terreno y la armadura.

#### **4.3.6 Cálculo de los efectos de carga muerta**

Con las dimensiones preliminares del estribo, se procede a calcular las cargas muertas del estribo y de la superestructura.



#### 4.3.7 Cálculo de los efectos de carga viva

Con el diseño de la viga obtenemos los efectos de carga viva. Las reacciones obtenidas para una viga son factoradas, pero sin factores de distribución.

#### 4.3.8 Cálculo de otros efectos de carga

##### 4.3.8.1 Carga de viento en la superestructura: Viento sobre la estructura (WS)

Cuando se calcula la carga de viento en la superestructura, la profundidad total de la parte superior de la barrera (o un poste) a la parte inferior de la viga es requerida. Una vez que la profundidad total es conocida, el área de viento puede ser calculada y la presión del viento puede ser aplicada.

- La presión horizontal del viento es, **Según el RNC-07:**

**P<sub>D</sub>: P<sub>Z</sub>:** presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada (kg/m<sup>2</sup>) (**Arto. 53 RNC-07**)

$$P_Z = 0.0479 C_p V_D^2$$

Dónde:

**C<sub>p</sub>:** coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura

**V<sub>D</sub>:** velocidad de diseño a la altura z, definida en el **Artículo 49 (RNC-07)**

##### 4.3.8.2 Carga de viento en el estribo (subestructura): Viento sobre la estructura (WS)

Para direcciones del viento oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones posterior y frontal de la subestructura. (**LRFD Arto. 3.8.1.2.3**)

##### 4.3.8.3 Cargas sísmicas: Sismo (EQ)

Según el **RNC-07:**

- Como se mencionó anteriormente las estructuras de puentes son consideradas estructuras esenciales, por lo tanto se clasifican dentro del: **Grupo A.**

- El coeficiente sísmico, **c** se tomará como se especifica en el **Arto. 24 RNC-07**.
- El coeficiente sísmico de una estructura se calcula para el método estático equivalente:

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q * \Omega} \text{ Pero nunca menor que } (S)(a_0)$$

En dónde:

**W<sub>0</sub>**: CM + CVR

**V<sub>0</sub>**: cortante basal

**CM**: Carga Muerta

**CVR**: Carga Viva Reducida

#### 4.3.8.4 Cargas debidas al empuje lateral del suelo: Empuje horizontal del suelo (EH)

El empuje de suelo se deberá considerar en función de los siguientes factores: tipo y densidad del suelo, contenido de agua, características de fluencia lenta del suelo, grado de compactación, ubicación del nivel freático, interacción suelo-estructura, cantidad de sobrecarga, efectos sísmicos, pendiente de relleno e inclinación del sismo.

**Análisis de Mononobe-Okabe:** Es un método que desarrolla una presión de fluido estático equivalente para modelar la presión sísmica del terreno sobre el muro.

El ángulo de fricción, **Φ**, varía según el tipo de material, y es obtenido a partir del minucioso estudio de suelos.

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right) \text{ Donde: } k_h = 1.66 A \left( \frac{A}{d} \right)^{0.25}$$

En dónde:

**A**: máxima aceleración sísmica (adimensional)

**d**: desplazamiento lateral del muro (mm)

Los empujes del suelo utilizados para diseñar los estribos se deberían seleccionar de modo que sean consistentes con el requisito de que el estribo no debe moverse más que 38 mm en sentido lateral (**LRFD C11.5.2**).

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno (**Arto. 27 RNC-07**).

La expresión equivalente para el esfuerzo pasivo si el estribo está siendo empujado hacia el relleno es la siguiente (**LRFD A11.1.1.1**):

$$E_{PE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{PE} \times 10^{-9}$$

Dónde:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

#### 4.3.8.5 Cargas debidas a la sobrecarga uniforme: Sobrecarga del suelo (ES)

Este empuje constante se puede tomar como (**LRFD Arto. 3.11.6.1**):

$$\Delta_p = k_s q_s$$

En dónde:

$\Delta_p$ : empuje horizontal constante debido a la sobrecarga uniforme (MPa)

$k_s$ : coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga

$q_s$ : sobrecarga uniforme aplicada sobre la superficie superior de la cuña de suelo activa (MPa).

Para condiciones de empuje activo  $k_s$  se deberá tomar como  $k_a$ , y para condiciones "en reposo"  $k_s$  se deberá tomar como  $k_o$ . Alternativamente, se pueden utilizar valores intermedios adecuados para el tipo de relleno y cantidad de movimiento del muro (**LRFD Arto. 3.11.6.1**).

Si la sobrecarga uniforme se debe a una carga de suelo sobre la superficie superior, el factor de carga tanto para la componente horizontal como para la componente vertical

se deberá tomar como se especifica en el **LRFD Tabla 3.4.1-2** para sobrecarga de suelo (**LRFD C3.11.6.1**).

#### **4.3.8.6 Cargas debidas a la sobrecarga viva: Sobrecarga viva LS**

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre una superficie de relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro.

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:  $\Delta_p = k \gamma_s g h_{eq} \times 10^{-9}$

En donde:

$\Delta_p$ : empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa)

Las alturas de suelo equivalente,  $h_{eq}$ , para cargas carreteras sobre estribos y muros de sostenimiento se pueden tomar de las **Tablas 3.11.6.4-1** y **3.11.6.4-2** respectivamente. Para alturas de muro intermedias se deberá interpolar linealmente.

#### **4.3.8.7 Cargas debidas a la temperatura: Temperatura uniforme (TU)**

Para el diseño del estribo, dos cargas horizontales de temperatura necesitan ser calculadas: la carga debida al aumento de temperatura y la carga debida al descenso de temperatura. Para calcular estas cargas, la temperatura ambiente de la viga de acero es requerida. También, el rango de temperatura, así como el coeficiente térmico de expansión para el acero, es necesario. La expansión o contracción puede entonces ser calculada. Usando la expansión o contracción, las cargas térmicas pueden ser calculadas basadas en las propiedades del apoyo de neopreno.

El módulo de elasticidad y el coeficiente de expansión térmica de todos los grados de acero estructural deberá ser asumido como 200000 MPa y  $11,7 \times 10^{-6}$  mm/mm/°C, respectivamente (**LRFD Arto. 6.4.1**).

Los rangos de temperatura serán los especificados en el **LRFD Tabla 3.12.2.1-1**. Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se deberá utilizar la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica de la construcción supuesta para el diseño (**LRFD Arto. 3.12.2.1**).

- Cálculo de la expansión:  $\Delta_{exp} = \varepsilon \Delta_t L_{claro}$
- Cálculo de la contracción:  $\Delta_{contr} = \varepsilon \Delta_t L_{claro}$

Una vez que la expansión y la contracción son conocidas, las cargas debidas a la temperatura pueden ser calculadas basadas en la siguiente ecuación, (**LRFD Arto. 14.6.3.1**):

$$H_u = G A \frac{\Delta_u}{h_{rt}}$$

En dónde:

**H<sub>u</sub>**: fuerza factorada debida a la deformación de un elemento elastomérico (N)

**G**: módulo de corte del elastómero (MPa)

**A**: área en planta del elemento elastomérico o apoyo (mm<sup>2</sup>)

**Δ<sub>u</sub>**: deformación de cortante factorado (mm)

**h<sub>rt</sub>**: espesor total del elastómero (mm)

#### 4.4 Verificación de la estabilidad y requisitos de seguridad

Los estribos, pilas y muros de sostenimiento se deberán investigar para ver si ocurrirán desplazamientos verticales y laterales excesivos en el Estado Límite de Servicio; también se deberá verificar su estabilidad global en el Estado Límite de Servicio (**LRFD Arto. 11.5.2**).

Estudios realizados para determinar el comportamiento de diferentes puentes indican que las superestructuras de los puentes pueden soportar movimientos horizontales de los estribos menores que 38 mm sin sufrir daños significativos (**LRFD C11.5.2**).

Para fines del diseño estructural, generalmente se asume que la presión de contacto varía linealmente a lo largo del fondo de la zapata. Esta hipótesis da por resultado una presión de contacto de distribución triangular o trapezoidal ligeramente conservadora (LRFD C10.6.3.1.5).

#### 4.5 Combinaciones de cargas y factores de cargas

Los estribos, pilas, estructuras de sostenimiento y sus fundaciones y demás elementos de apoyo se deberán dimensionar para todas las combinaciones de cargas aplicables especificadas en el LRFD Artículo 3.4.1 (LRFD Arto. 11.5.5).

Para el Estado Límite de Resistencia I se tiene:

$$\eta_i (0.90 DC + 1.00 EV + 1.50 EH + 1.75 LS)$$

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** que se muestra a continuación, se ilustra cómo se aplican típicamente los factores de carga para producir las solicitaciones extremas totales mayoradas para evaluar la estabilidad externa de los muros de sostenimiento (LRFD C11.5.5).

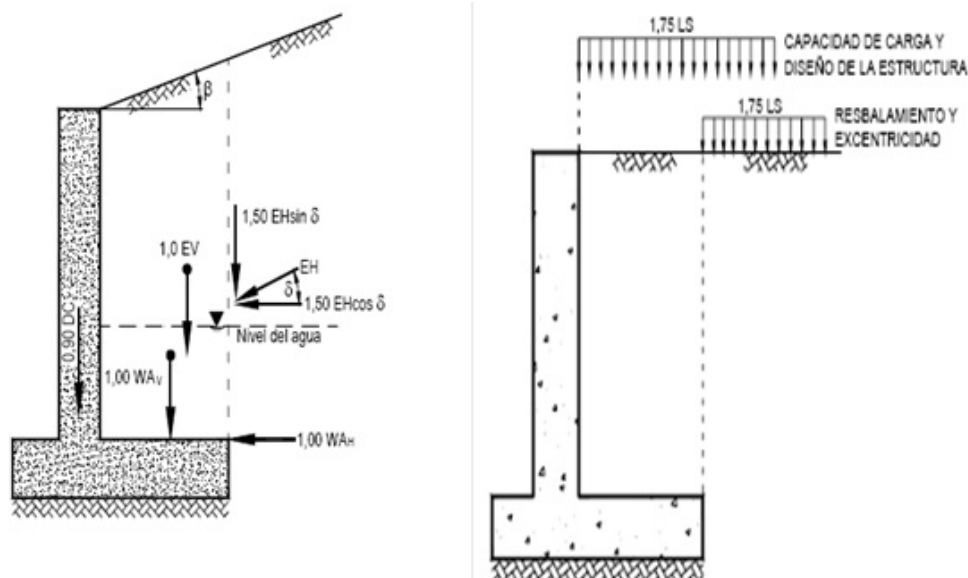


Fig. 17: Típica aplicación de los factores de carga para determinar el resbalamiento y la excentricidad

#### 4.6 Evaluación de la excentricidad

Usando las siguientes relaciones, compare la excentricidad actual **e** a **e<sub>máx</sub>**:

$$e = \frac{B}{2} - x_r \rightarrow \text{Donde: } \rightarrow x_r = \frac{M_v - M_h}{V}$$

#### 4.7 Falla por deslizamiento (resbalamiento)

Se deberá investigar la falla por deslizamiento en el caso de las zapatas que soportan cargas inclinadas y/o que están fundadas sobre una pendiente (**LRFD Arto. 10.6.3.3**).

Las fallas por deslizamiento ocurren cuando las solicitaciones debidas a las cargas con componente horizontal superan el valor más crítico entre la resistencia al corte mayorada de los suelos o la resistencia al corte mayorada en la interfaz entre el suelo y la cimentación (**LRFD C10.6.3.3**).

La fuerza horizontal factorizada se verifica contra la resistencia de fricción entre la cimentación y el suelo. Si la resistencia adecuada no se proporciona por la zapata, una llave de cortante deber ser agregada.

La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento, **Q<sub>r</sub>**, en N, se puede tomar como (**LRFD Arto. 10.6.3.3**):

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep}$$

En dónde:

**ϕ<sub>τ</sub>**: factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación especificado en el **LRFD Tabla 10.5.5-1**

**Q<sub>τ</sub>**: resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación (N)

**ϕ<sub>ep</sub>**: factor de resistencia para la resistencia pasiva especificado en el **LRFD Tabla 10.5.5-1**

**Q<sub>ep</sub>**: resistencia pasiva nominal del suelo disponible durante la totalidad de la vida de diseño de la estructura (N).

#### 4.8 Capacidad de carga de los suelos debajo de las zapatas

La capacidad de carga mayorada, **q<sub>R</sub>**, en el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como: (**LRFD Arto. 10.6.3.1.1**)

$$q_R = \phi q_n = \phi q_{ult}$$

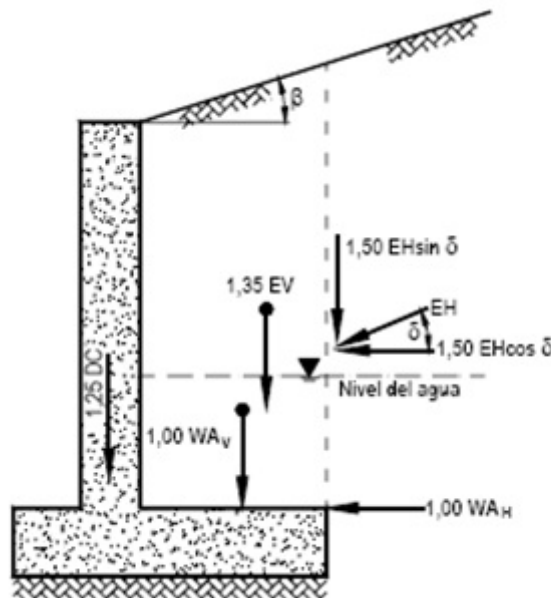
En dónde:

$\Phi$ : factor de resistencia especificado en el **LRFD Artículo 10.5.5**

$q_n$ :  $q_{ult}$ : capacidad de carga nominal (MPa)

Los factores de resistencia para los diferentes tipos de sistemas de fundación en el Estado Límite de Resistencia se deberán tomar como se especifica en las **Tablas 10.5.5-1 a 10.5.5-3 (LRFD Arto. 10.5.5)**.

Del **LRFD Tabla 10.5.5-1** se obtiene:



**Fig. 18: Aplicación típica de los factores de carga para determinar la capacidad de carga**

La capacidad de carga se deberá investigar en el Estado Límite de Resistencia utilizando cargas y resistencias mayoradas, y asumiendo las siguientes distribuciones de la presión del suelo (**LRFD Arto. 11.6.3.2**):

Si el muro es soportado por una cimentación en suelo: la tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva como se ilustra en Fig. 18.



La tensión vertical se deberá calcular de la siguiente manera:  $\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e}$

En dónde:

**$\sum V$** : sumatoria de las fuerzas verticales y las demás variables son como se define en la Fig. 19.

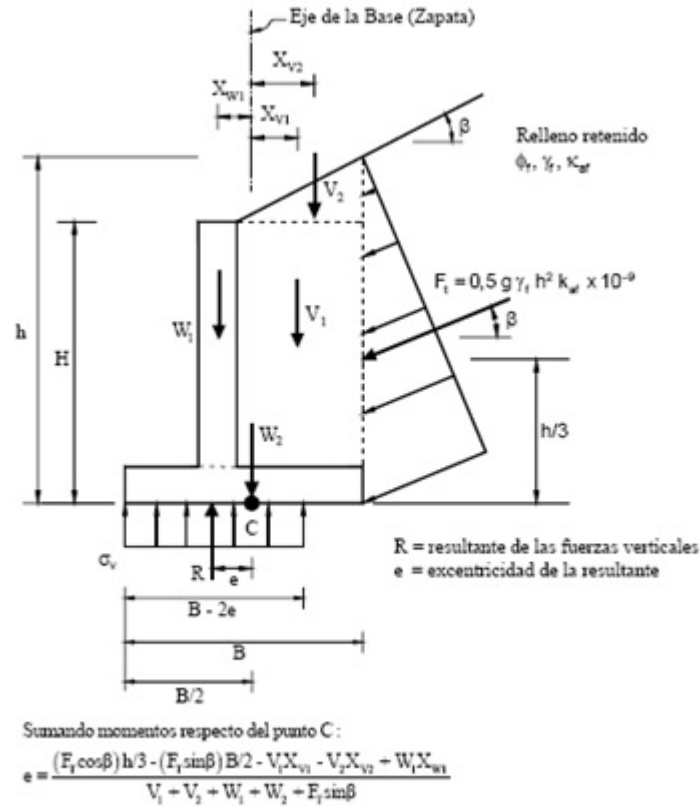


Fig. 19: Criterios para determinar la presión de contacto para el caso de muros de retención

## **5 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE**

### **5.1 Diseño de la superestructura**

#### **5.1.1 Parámetros de diseño**

El objetivo de este ejemplo es ilustrar el uso de las Normas para el diseño de la superestructura y subestructura del puente, Norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014.

El puente a diseñar consta de un claro libre de 15.50 m. La superestructura estará conformada por un carril de circulación de 3.80 m de ancho, adicionalmente se utilizarán bordillos de concreto de 0.20 m de ancho colocados en los laterales del carril, proporcionando un ancho total de calzada más bordillos de 5.0 m. La subestructura propiamente dicha estará constituida por una losa de concreto reforzado sobre dos trabes o vigas principales de acero estructural de alma llena, en tramos iguales, libremente apoyados en cuyo diseño se siguen las previsiones de diseño de la Norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014. Las vigas se espaciarán a 2.0 m centro a centro y la distancia desde el centro de la viga exterior al extremo del puente es de 1.50 m. Se considerará que las vigas de acero actuarán de forma compuesta con el espesor de losa de 0.20 m.

El acero estructural para las vigas será ASTM A36, Grado 36. El concreto es de densidad normal con una resistencia a la compresión de 3.0 ksi y la losa de concreto tendrá un acero de refuerzo del tipo A615 Grado 60.

En los extremos del puente habrá estribos de concreto reforzado diseñados para resistir los empujes laterales del suelo, empujes calculados con el método de Mononobe – Okabe. En los estribos se colocarán los muros de ala que servirán para retener el material de relleno.

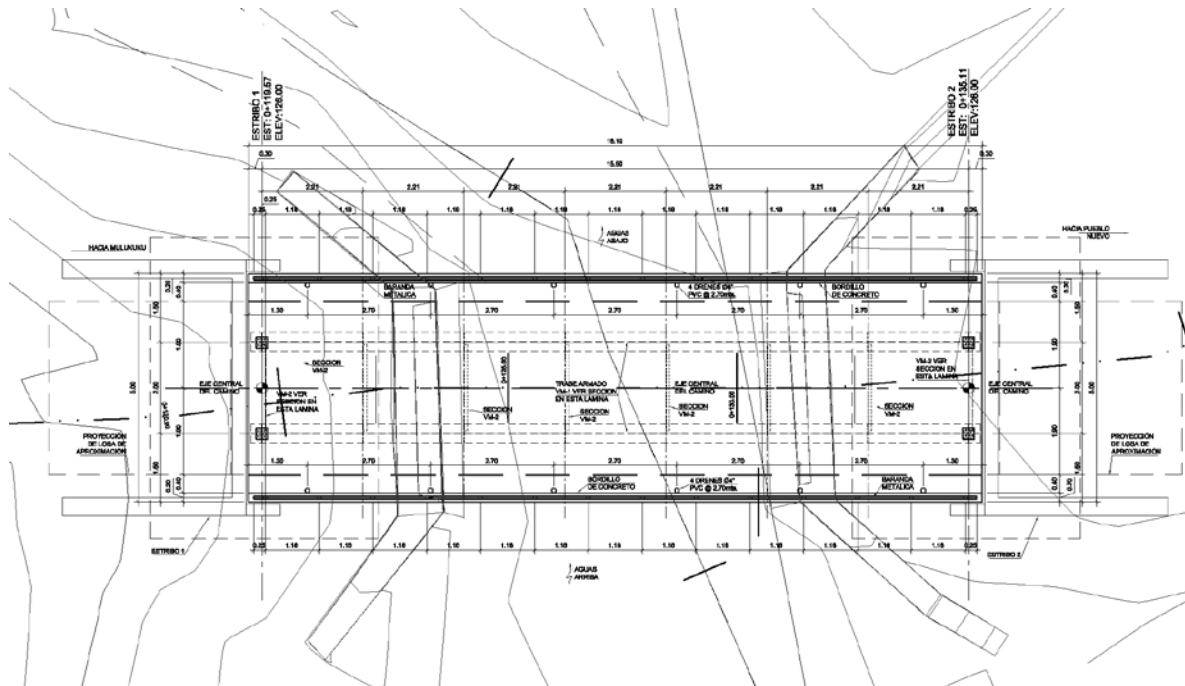


Fig. 20: Planta de emplazamiento del Puente Santa Rosa

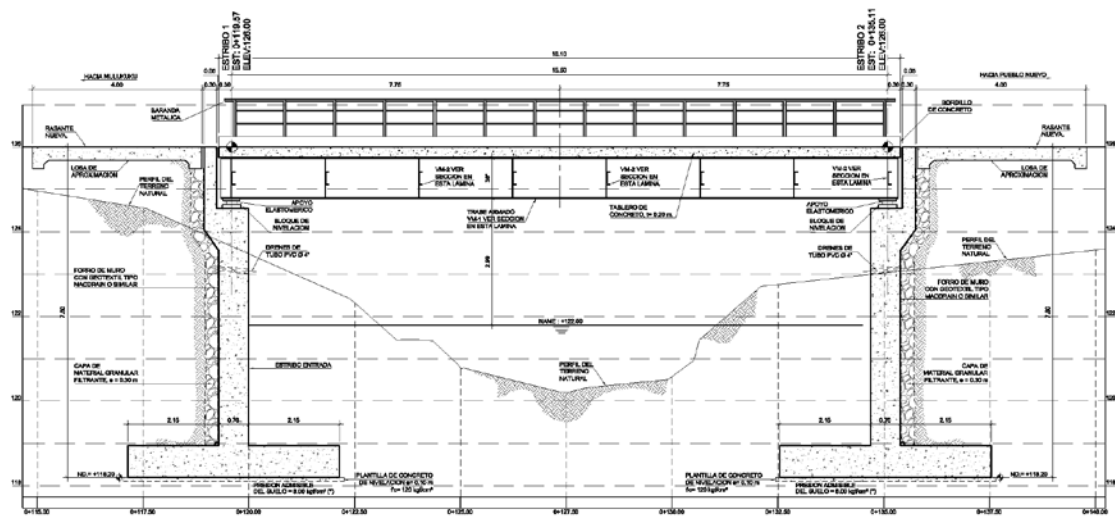


Fig. 21: Perfil longitudinal del Puente Santa Rosa

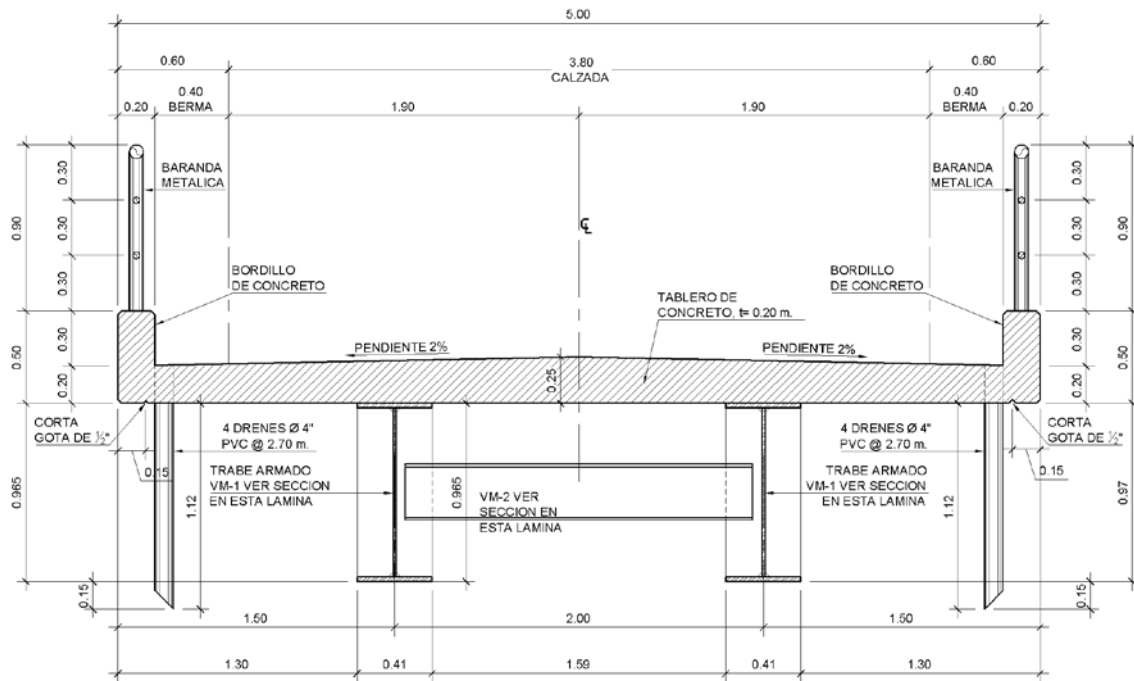


Fig. 22: Sección transversal del Puente Santa Rosa

## 5.2 Metodología de diseño de superestructura

El diseño de la superestructura del puente se realizará utilizando la Norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014, US Units, 7th Edition, denominada “Método de Diseño Basado en Factores de Carga y Resistencia”, utilizando en la sobrecarga vehicular el camión de diseño con la designación HL-93. Además, se utilizará el Reglamento Nacional de la Construcción de la República de Nicaragua, para tener en cuenta el valor correspondiente a la aceleración de la gravedad en la zona donde se emplazara el puente.

La siguiente ecuación constituye la base de la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (**LRFD**):

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la ecuación anterior para las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los Estados Límites descritos en la sección 2.4 de esta monografía.

## 5.3 Diseño de superestructura

### DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA: PUENTE SANTA ROSA - MULUKUKU

#### 1). DATOS GENERALES:

Unidades: SI

Normas de diseño:

**AASHTO LRFD 2014**

Diseño por factores de Carga y Resistencia.

$$MPa = \frac{N}{mm^2}$$

Carga Móvil:

**HL - 93**

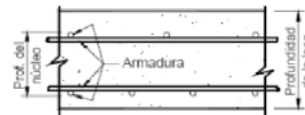
#### 1.1 DATOS COMPLEMENTARIOS:

Claro del Puente	15500	mm
Ancho de Carril	4600	mm
Ancho de Calzada	4600	mm
Separación entre ejes de viga	2000	mm
Peso Específico del Concreto	2400	kg/m <sup>3</sup>
Peso Específico del Asfalto	2250	kg/m <sup>3</sup>
Espesor del Asfalto	60	mm

#### 2). DISEÑO DE LOSA:

Mínima altura y Recubrimiento:

Espesor Mínimo de Losa: $t_s$	175	mm
Recubrimiento Superior:	50	mm
Recubrimiento Inferior:	25	mm



Usar espesor de losa de:  $t_s$  200 mm

Longitud Efectiva de Losa:  $S$  2000 mm

#### 2.1 CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO PARA LOSA DE CONCRETO:

##### 2.1.1 CÁLCULO DE SOLICITACIONES EN LA LOSA:

##### a). CARGAS PERMANENTES:

Aceleración de la Gravedad:  $g$  9.8066 m/seg<sup>2</sup>  $1kg = 2.2046 lbs$

$1 m^3 = 1.00E+09 mm^3$

Peso Específico del Concreto:  $\gamma_c$  2400 kg/m<sup>3</sup> = 2.354E-05 N/mm<sup>3</sup>

Peso Específico del Asfalto:  $\gamma_a$  2250 kg/m<sup>3</sup> = 2.206E-05 N/mm<sup>3</sup>

Peso propio de la losa: **DC** Para ancho de faja equivalente interior: 1760 mm

$W_{losa} = t_s * \text{Ancho}_{unitario} * \gamma_c$  8.285 N/mm

Peso de la superficie de rodamiento: **DW**

$W_{asfalto} = t_a * \text{Ancho}_{unitario} * \gamma_a$  2.330 N/mm

↓  
Ancho de Faja Primaria para  
Momento Positivo.

Momentos por carga muerta:

$M_{DC} =$	3314000.0	N . mm
$M_{DW} =$	932000.0	N . mm

$$M_{cm} = \frac{W_d * l^2}{10}$$

$wl^2/10$

↑  
Ancho de Faja Primaria para  
Momento Negativo.

Peso propio de la losa: **DC** Para ancho de faja equivalente interior: 1720 mm  
 $W_{losa} = t_s * \text{Ancho}_{unitario} * \gamma_c$  8.096 N/mm

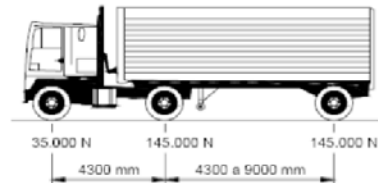
Peso de la superficie de rodamiento: **DW**  
 $W_{asfalto} = t_a * \text{Ancho}_{unitario} * \gamma_a$  2.277 N/mm

Momentos por carga muerta:

$M_{DC} =$  3238400.0 N . mm  
 $M_{DW} =$  910800.0 N . mm  
 $M_{cm} = \frac{W_d * l^2}{10}$

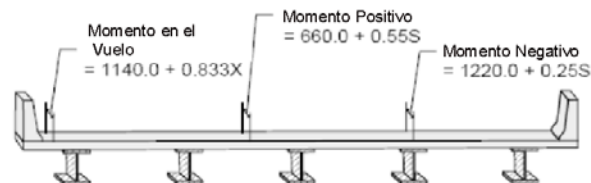
## b). CARGAS TRANSITORIAS:

Carga de Diseño: 145000 N



### Ancho de las Fajas Equivalentes Interiores:

✓ Tablero de Hormigón colado in situ:



Ancho de la Faja Primaria: (mm)

+M : 660 + 0.55S  
 -M : 1220 + 0.25S

Donde:

S = 2000 mm  
 (+M): 1760 mm → Ancho de Faja para Momento Positivo  
 (-M): 1720 mm → Ancho de Faja para Momento Negativo

Las cargas por unidad de ancho de las fajas equivalentes para +M y -M son respectivamente:

(+M): 82.386 N/mm  
 (-M): 84.302 N/mm

### Módulo de Elasticidad:

$$E_c = 0.043 K_1 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$K_1 =$  factor de corrección para la fuente de agregados a ser tomada como 1,0 a menos que se determine por prueba física, y sea aceptado por la autoridad de jurisdicción.

$K_1 =$  1.00  
 Densidad del Hormigón:  $\gamma_c$  2400 kg/m<sup>3</sup>  
 Resistencia del Hormigón:  $f'_c$  3000 lb/plg<sup>2</sup> = 21 MPa  
 $E =$  23168.3 MPa

### Cálculo de las solicitaciones:

En ausencia de cálculos más precisos, en el Apéndice A4.1 se pueden hallar los momentos de diseño debidos a las sobrecargas no mayoradas para muchos casos prácticos de losas de tablero de concreto.

#### Cálculo del factor de Impacto:

El factor a aplicar a la carga estática del Camión de Diseño se deberá tomar como:  $1 + \frac{IM}{100}$

IM = 33 %

#### Factor de presencia de Múltiples Sobrecargas:

Factor de presencia Múltiple a utilizar: 1.2

#### Momento por Sobrecarga viva:

##### Interpolación para Momento Positivo según la Separación Indicada:

S (mm)	M <sup>+</sup> (N-mm/mm)
2000	22780
<b>2000</b>	<b>22780.0</b>
2100	22780

Máximo momento por sobrecarga por unidad de ancho: 22780.0 N-mm/mm  
Ancho de Faja Equivalente Interior para Momento Positivo: 1760 mm

M<sub>Positivo</sub> = 50116000.00 N . mm      M<sup>+</sup><sub>(carga viva)</sub> = 50116000 N . mm

Ancho de patín superior de trabe: 406.4 mm  
Sección de diseño para Momento Negativo: 102 mm

##### Interpolación para Momento Negativo según la Separación Indicada:

1<sup>era</sup> Interpolación:

S (mm)	M <sup>-</sup> (N-mm/mm)
75	20960
<b>102</b>	<b>19775.6</b>
150	17670

2<sup>da</sup> Interpolación:

S (mm)	M <sup>-</sup> (N-mm/mm)
75	20960
<b>102</b>	<b>19775.6</b>
150	17670

Interpolación Final:

S (mm)	M <sup>-</sup> (N-mm/mm)
2000	19775.6
<b>2000</b>	<b>19775.6</b>
2100	19775.6

Máximo momento por sobrecarga por unidad de ancho: 19775.6 N-mm/mm  
Ancho de Faja Equivalente Interior para Momento Negativo: 1720 mm

M<sub>Negativo</sub> = 42517540.00 N . mm      M<sup>-</sup><sub>(carga viva)</sub> = 42517540 N . mm



### Factores de Carga y Combinaciones de Cargas:

La sollicitación mayorada total se tomará como:  $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$

$\eta_i$  = Factor de modificación de las cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

$\gamma_i$  = Factores de carga especificados en las **Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2**

$Q_i$  = Sollicitaciones de las cargas.

Para cargas para las cuales un valor máximo de  $\gamma_i$  es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

$$\eta_D = 1.00$$

$$\eta_R = 1.00$$

$$\eta_I = 1.00$$

$$\eta_i = 1 \geq 0.95 \quad \text{¡Bien!}$$

El momento último de diseño para el Estado Límite de Resistencia I es:

$$M_u = 1.25(DC) + 1.5(DW) + 1.75(LL + IM)$$

$M_u =$	93243500	N . mm
---------	----------	--------

**La sollicitación mayorada total es:**

$Q =$	93243500	N . mm	→	Para Momento Positivo
-------	----------	--------	---	-----------------------

### **2.1.2 DETERMINACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN LA LOSA:**

Punto de fluencia del acero de refuerzo:  $f_y$ 

60000
-------

 lb/plg<sup>2</sup> = 414 N/mm<sup>2</sup>

$J$  (asumido) = 

0.9
-----

$d =$  165.48 mm

Factor de Reducción de Capacidad para Flexión:  $\phi$ 

0.9
-----

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y J d} \quad A_s = 1680.3 \quad \text{mm}^2$$

Puesto que el primer estimado de  $A_s$  se basó en un estimado de  $J$  volveremos a calcular  $A_s$ :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad \text{Donde: } b = 1760 \quad \text{mm}$$

$$a = 22.14 \quad \text{mm}$$

$$Jd = d - \frac{a}{2} \quad \rightarrow \quad Jd = 154.41 \quad \text{mm}$$

Entonces:

$$J = \frac{Jd}{d} \rightarrow J = 0.933$$

Por lo tanto:

$$A_s = 1620.87 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 0.921 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$a = 21.36 \text{ mm}$$

### Resistencia a la Flexión:

La resistencia a la flexión mayorada  $M_r$  se deberá tomar como:  $M_r = \phi M_n$

Donde:

$$M_n = A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 103877020 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_r = 93489318 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_r = 93489318 \text{ N} \cdot \text{mm} \geq M_u = 93243500 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

→ ¡O.K!

### ◆ Armadura Mínima:

A menos que se especifique lo contrario, en cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada,  $M_r$ , como mínimo igual al menor valor entre:

- ✓ 1,2 veces el momento de fisuración,  $M_{cr}$ , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura,  $f_r$ , del hormigón como se especifica en el Artículo 5.4.2.6.

$$M_{cr} = S_c f_r \quad \text{Donde:} \quad S_c = \frac{b d^2}{6}$$

$$S_c = 8032531.6 \text{ mm}^3$$

$$\text{Para concreto de densidad normal: } f_r = 0.97 \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 4.45 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = 35744765.6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$1,2 M_{cr} = \underline{42893719} \text{ N} \cdot \text{mm}$$

- ✓ 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificados en la **Tabla 3.4.1-1**.

$$1,33 M_u = \underline{124013855} \quad \text{N} \cdot \text{mm}$$

Utilizar el menor valor de los antes calculados para verificar el refuerzo mínimo:

$$\text{En este caso: } \rightarrow \underline{42893719} \quad \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$M_r = 93489318 \quad \text{N} \cdot \text{mm} \geq M_u = 42893719 \quad \text{N} \cdot \text{mm}$$

→ ¡O.K!

#### **Cálculo del Acero de Refuerzo Perpendicular al Tráfico en la parte inferior de la losa:**

Probando varilla No. → 6 (De la No. 3 a la No. 10)

$$d_b = 19.05 \quad \text{mm}$$

$$A_s = 285.02 \quad \text{mm}^2$$

Cantidad de varillas a utilizar: 6 varillas

Ancho de faja equivalente: 1760 mm

Separación requerida: 293 mm → 0.921 mm<sup>2</sup>/mm

Probemos con varillas espaciadas cada: 180 mm

$$A_s = 1.583 \quad \text{mm}^2/\text{mm}$$

Separación requerida: 180 mm **CUMPLE con la Separación Requerida!**

→ Usar var. # 6 @ 180 mm **Dirección Primaria**

El momento último de diseño para el Estado Límite de Resistencia I es:

$$M_u = 1.25(DC) + 1.5(DW) + 1.75(LL + IM)$$

$$M_u = \underline{79819895} \quad \text{N} \cdot \text{mm}$$

**La sollicitación mayorada total es:**

$$Q = \underline{79819895} \quad \text{N} \cdot \text{mm} \rightarrow \underline{\text{Para Momento Negativo}}$$

$$\text{Punto de fluencia del acero de refuerzo: } f_y = 60000 \quad \text{lb/plg}^2 = 414 \quad \text{N/mm}^2$$

$$J_{\text{(asumido)}} = 0.9$$

$$d = 140.48 \quad \text{mm}$$

$$\text{Factor de Reducción de Capacidad para Flexión: } \phi = 0.9$$

$$A_s = 1694.38 \quad \text{mm}^2$$

Puesto que el primer estimado de  $A_s$  se basó en un estimado de  $J$  volveremos a calcular  $A_s$ :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad \text{Dónde: } b = 1720 \text{ mm}$$

$$a = 22.85 \text{ mm}$$

$$J_d = 129.055 \text{ mm} \quad \text{Entonces: } J = 0.919$$

$$A_s = 1659.35 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = \underline{0.965} \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$a = 22.38 \text{ mm}$$

#### Resistencia a la Flexión:

La resistencia a la flexión mayorada  $M_r$  se deberá tomar como:  $M_r = \phi M_n$

$$M_n = 88818468 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Entonces:

$$M_r = \underline{79936621} \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_r = 79936621 \text{ N} \cdot \text{mm} \geq M_u = 79819895 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

→ **¡O.K!**

#### ◆ Armadura Mínima:

- ✓ 1,2 veces el momento de fisuración,  $M_{cr}$ , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura,  $f_r$ , del hormigón como se especifica en el Artículo 5.4.2.6.

$$M_{cr} = S_c f_r \quad \text{Donde: } S_c = \frac{b d^3}{6}$$

$$S_c = 5657260.7 \text{ mm}^3$$

$$\text{Para concreto de densidad normal: } f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} \quad f_r \text{ (MPa)} = 4.45$$

$$M_{cr} = 25174810.1 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$1,2 M_{cr} = \underline{30209772} \text{ N} \cdot \text{mm}$$

- ✓ 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificados en la **Tabla 3.4.1-1**.

$$1,33 M_u = \underline{106160460} \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Utilizar el menor valor de los antes calculados para verificar el refuerzo mínimo:

En este caso: → **30209772** N . mm

$M_r = 79936621$  N . mm  $\geq M_u = 30209772$  N . mm

→ **¡O.K!**

### Cálculo del Acero de Refuerzo Perpendicular al Tráfico en la parte superior de la losa:

Probando varilla No. → 6 (De la No. 3 a la No. 10)

$d_b = 19.05$  mm

$A_s = 285.02$  mm<sup>2</sup>

Cantidad de varillas a utilizar: 6 varillas

Ancho de faja equivalente: 1720 mm

Separación requerida: 287 mm → 0.965 mm<sup>2</sup>/mm

Probemos con varillas espaciadas cada: 150 mm

$A_s = 1.9$  mm<sup>2</sup>/mm

Separación requerida: 150 mm **CUMPLE con la Separación Requerida!**

→ Usar var. # 6 @ 150 mm Dirección Primaria

### Cálculo del Acero de Refuerzo Paralelo al Tráfico en la parte inferior de la losa:

La armadura principal es perpendicular al tráfico, por lo tanto, la armadura en la dirección secundaria será:

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \rightarrow 90.61\% > 67\%$$

Usar: 67 %

$A_s = 1866.67$  mm<sup>2</sup> →  $A_s = 1.061$  mm<sup>2</sup>/mm

Probando varilla No. → 5 (De la No. 3 a la No. 10)

$A_s = 197.93$  mm<sup>2</sup>

Cantidad de varillas a utilizar: 9 varillas

Ancho de faja equivalente: 1760 mm

Separación requerida: 196 mm → 1.061 mm<sup>2</sup>/mm

Probemos con varillas espaciadas cada: 200 mm

$A_s = 0.99$  mm<sup>2</sup>/mm

Separación requerida: 200 mm **CUMPLE con la Separación Requerida!**

→ Usar var. # 5 @ 200 mm Dirección Secundaria

## Cálculo del Acero de Refuerzo Perpendicular al Refuerzo Principal por Contracción y Temperatura en la parte superior de la losa:

Los requisitos del Artículo 5.10.8.2 se basan en las normas **ACI 318** y **207.2R**.

En la Norma **ACI 318S-05** el Artículo 7.12.1 establece que en losas estructurales donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo normal al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura.

Se requiere refuerzo de retracción y temperatura perpendicular al refuerzo principal, para minimizar la fisuración y para amarrar la estructura con el fin de garantizar que actúe como se supone en el diseño. Las disposiciones de esta sección se refieren sólo a losas estructurales y no son para losas apoyadas sobre el terreno.

$$A_s \geq \frac{0.75 b h}{2(b+h)f_y} \quad \text{y} \quad 0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

Donde:

$A_s$  = área de refuerzo en cada dirección y en cada cara ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ )  
 $b$  = menor ancho de sección del componente (mm)  
 $h$  = menor espesor de sección del componente (mm)  
 $f_y$  = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)  
 $f_y \leq 520$  MPa

El coeficiente de 0,75 es el producto entre 0,0018 y 420 MPa, y por lo tanto sus unidades son MPa. La cantidad de acero generalmente se determina en base al área de la sección transversal, no en base a las dimensiones de las superficies.

$b = 1$  mm  
 $h = 200$  mm  
 $f_y = 414$  MPa

$$0,75bh / 2(b+h)f_y = 0.0009 \quad \text{mm}^2/\text{mm}$$

La separación de la armadura de contracción y temperatura no deberá ser mayor que 3,0 veces el espesor del componente ó 450 mm. El acero de contracción y temperatura se deberá distribuir uniformemente en ambas caras.

$A_s = 622.3$   $\text{mm}^2$  →  $A_s = 0.362$   $\text{mm}^2/\text{mm}$

0.233 ≤ 0.362 ≤ 1.27 → ¡O.K!

Probando varilla No. → 4 (De la No. 3 a la No. 10)

$A_s = 126.68$   $\text{mm}^2$

Cantidad de varillas a utilizar: 5 varillas

Ancho de faja equivalente: 1720 mm

Separación requerida: 344 mm → 0.362  $\text{mm}^2/\text{mm}$

$A_{s \text{ (proveída)}} = 0.368$   $\text{mm}^2/\text{mm}$  ≥  $A_{s \text{ (requerida)}} = 0.181$   $\text{mm}^2/\text{mm}$

→ ¡O.K!

Probemos con varillas espaciadas cada:  mm

$A_s =$  0.633  $\text{mm}^2/\text{mm}$

Separación requerida: 200 mm **CUMPLE con la Separación Requerida!**

→ Usar var. # 4 @ 200 mm Dirección Secundaria

#### DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN LA LOSA DE CONCRETO:

	Zona de momento Positivo			Zona de momento Negativo		
DIRECCIÓN PRIMA	Usar var. #	6 @	180 mm	Usar var. #	6 @	150 mm
DIRECCIÓN SECU	Usar var. #	5 @	200 mm	Usar var. #	4 @	200 mm

### 3). DISEÑO DE VIGA DE ACERO:

#### 3.1 CRITERIOS DE DISEÑO:

Acero Estructural: **ASTM - A36**   $\text{lb/plg}^2 =$  248 MPa

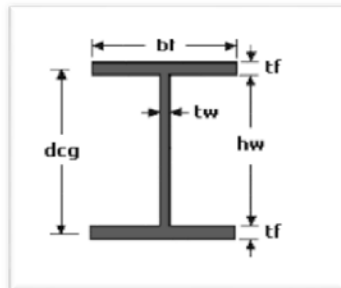
Número de claros	1	claro
Longitud del claro	15500	mm
Ángulo de inclinación	0	°
Número de vigas	2	vigas
Espaciamiento de las vigas	2000	mm
Cubierta del voladizo	1500	mm
Separación de los diafragmas	2214	mm
Tensión de fluencia del Alma (Web)	248	MPa
Tensión de fluencia del Patín (Flange)	248	MPa
Resistencia del concreto a la compresión	21	MPa
Fluencia del acero de refuerzo	414	MPa
Espesor total de la cubierta	260	mm
Espesor efectivo de la cubierta	200	mm
Espesor efectivo del vuelo	200	mm
Peso Específico del acero	7850	$\text{kg/m}^3$
Peso Específico del concreto	2400	$\text{kg/m}^3$
Carga muerta adicional por viga	0.2988	$\text{kg/mm}$
Peso de la cubierta del encofrado (asumido)	73.24	$\text{kg/m}^2$
Peso de baranda peatonal	275.73	$\text{kg/m}$
Peso Específico del Asfalto	2250	$\text{kg/m}^3$
Espesor del Asfalto	60	mm
Ancho de la cubierta (de borde exterior a borde exterior)	5000	mm
Ancho de la carretera	4600	mm
Espesor Promedio de cartela de concreto	25	mm

### 3.2 SELECCIONAR LA SECCIÓN DE VIGA DE ENSAYO:

La profundidad mínima de una viga de acero para tramos simples se tomará como:  $0.033L$

Sin embargo, al no haber restricciones de profundidad, una sección de acero más profunda es deseada para proveer mayor rigidez a las vigas en su condición no compuesta durante la construcción. Por lo tanto, la mínima profundidad total sugerida de la sección I compuesta en un tramo simple es:  $0.040L$

**Viga de Prueba:**



$b_f =$	406.4	mm
$t_f =$	25.4	mm
$h_w =$	914.4	mm
$t_w =$	19.05	mm
$d_{cg} =$	939.8	mm
$A =$	38064.44	mm <sup>2</sup>
$I_{xx} =$	5773407361	mm <sup>4</sup>
$S_x =$	11963131.7	mm <sup>3</sup>
$Z_x =$	13683198.4	mm <sup>3</sup>
$t_{fcp} =$	0	mm
$b_{fcp} =$	0	mm

$$1 \text{ m}^3 = 1.00\text{E}+09 \text{ mm}^3$$

El Artículo 6.10.2.2 contiene dos límites de proporción de patín adicionales como sigue:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \quad (b_f / 2t_f) = 8 \leq 12 \quad \text{¡O.K!}$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \quad I_{yc} = 142073659.9 \text{ mm}^4$$

$$I_{yt} = 142073659.9 \text{ mm}^4$$

$$0.1 \leq 1 \leq 10 \rightarrow \text{¡O.K!}$$

### 3.3 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN:

Módulo de elasticidad del hormigón:  $E_c$  23168.3 MPa

Módulo de elasticidad del acero:  $E_s$  200000 MPa

La relación modular deberá tomarse como:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad n = 9$$

**El ancho de ala efectivo es calculado como sigue:**

→ Para las vigas interiores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el menor valor entre:

- ✓ Un cuarto de la longitud de tramo efectiva: 3875 mm
- ✓ 12 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor: 2603 mm
- ✓ La separación promedio de las vigas adyacentes: **S** 2000 mm

Por lo tanto el ancho de ala efectivo es:  **$b_s$  2000 mm**



→ Para las vigas exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el semiancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor valor entre:

- ✓ Un octavo de la longitud de tramo efectiva: 2938 mm
- ✓ 6 veces el espesor promedio de la losa, más el semiespesor del alma o un cuarto del ancho del ala superior de la viga de base, cualquiera sea el valor que resulte mayor: 2302 mm
- ✓ El ancho del vuelo: 2500 mm

Por lo tanto el ancho de ala efectivo es:  $b_s$  **2302 mm**

La distancia al centroide (**d**) es medido de la parte inferior de la viga.

Área de la losa de la sección compuesta (**3n**):

$$A_{losa(3n)} = \frac{b_s}{3n} * t_s$$

$A_{losa(3n)} =$  **14814.81 mm<sup>2</sup>**

Inercia de la losa de la sección compuesta (**3n**):

$$I_{losa(3n)} = \frac{1}{12} * b_s * t_s^3$$

$I_{losa(3n)} =$  **49382716 mm<sup>4</sup>**

Área de la losa de la sección compuesta (**n**):

$$A_{losa(n)} = \frac{b_s}{n} * t_s$$

$A_{losa(n)} =$  **44444.44 mm<sup>2</sup>**

Inercia de losa de la sección compuesta (**n**):

$$I_{losa(n)} = \frac{1}{12} * b_s * t_s^3$$

$I_{losa(n)} =$  **148148148 mm<sup>4</sup>**

#### PROPIEDADES DE LA SECCIÓN EN LA REGIÓN DE MOMENTO POSITIVO:

SECCIÓN	A (mm <sup>2</sup> )	d (mm)	A*d (mm <sup>3</sup> )	I (mm <sup>4</sup> )	A*y <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>total</sub> (mm <sup>4</sup> )
Sólo Viga:						
Patin Superior	10322.56	952.5	9832238.4	554975.2	2279283287	2279838262
Alma	17419.32	482.6	8406563.8	1213730837	0	1213730837
Patin Inferior	10322.56	12.7	131096.5	554975.2	2279283287	2279838262
Total	38064.44	482.6	18369898.7	1214840787	4558566573	5773407361
Compuesta (3n):						
Cubre Placa	0	0	0	0	0	0
Viga	38064.44	482.6	18369898.7	5773407361	1013817430	6787224791
Losa	14814.81	1065.2	15780735.6	49382716	2605871153	2655253869
Total	52879.25	645.8	34150634.3	5822790077	3619688584	9442478660
Compuesta (n):						
Cubre Placa	0	0	0	0	0	0
Viga	38064.44	482.6	18369898.7	5773407361	3748222155	9521629516
Losa	44444.44	1065.2	47342217.5	148148148.1	3211263679	3359411827
Total	82508.88	796.4	65712116.2	5921555509	6959485834	12881041343
SECCIÓN	y <sub>inf</sub> (mm)	y <sub>sup</sub> (mm)	y <sub>sup, losa</sub> (mm)	S <sub>inf</sub> (mm <sup>3</sup> )	S <sub>sup</sub> (mm <sup>3</sup> )	S <sub>sup, losa</sub> (mm <sup>3</sup> )
Sólo Viga	482.6	482.6	--	11963131.7	11963131.7	--
Compuesto (3n)	645.8	319.4	544.4	14621366.8	29563176.8	17344744
Compuesto (n)	796.4	168.8	393.8	16174085.1	76309486.6	32709602.2

### 3.4 CÁLCULO DE LOS EFECTOS POR CARGA MUERTA:

La viga debe diseñarse para resistir los efectos de carga muerta, así como los otros efectos de carga. Los componentes de carga muerta consisten de algunas cargas muertas que son resistidas por la sección no compuesta, así como otras cargas muertas que son resistidas por la sección compuesta. Además, algunas cargas muertas son factoradas con el factor de carga **DC** y otras cargas muertas son factoradas con el factor de carga **DW**.

Componentes de Carga Muerta		
Resistidas por:	Tipo de Factor de Carga	
	DC	DW
Sección No Compuesta	Cubierta de concreto	
	Neopreno de concreto	
	Cubierta soportada en el lugar	
	Peso propio de la viga de acero	
Sección Compuesta	Barandas formadas por postes y vigas	Superficie de desgaste

Los momentos y cortantes debidos al peso de la viga de acero pueden ser calculados usando un programa de análisis disponible.

#### CARGAS PERMANENTES:

Para la cubierta de concreto, la carga muerta por unidad de longitud para una viga interior es calculada como sigue:

Aceleración de la Gravedad: **g**                      9.8066                      m/seg<sup>2</sup>  
 1 m<sup>3</sup> =                      1.00E+09                      mm<sup>3</sup>  
 Peso Específico del Concreto: **γ<sub>c</sub>**                      2400                      kg/m<sup>3</sup> =                      2.354E-05                      N/mm<sup>3</sup>

Separación de las vigas: **S**                      2000                      mm  
 Espesor de la losa: **t<sub>s</sub>**                      200                      mm

CM<sub>cubierta</sub> =                      **9.414**                      **N/mm**

Para la cartela de concreto, la carga muerta por unidad de longitud es calculada como sigue:

Ancho de cubierta de la cartela igual al ancho de patín: **b<sub>f</sub>**                      406.4                      mm  
 Espesor de cubierta de la cartela:                      25                      mm

CM<sub>cartela</sub> =                      **0.239**                      **N/mm**

Para la cubierta soportada in situ, la carga muerta por unidad de longitud es calculada como sigue:

Separación de las vigas: **S**                      2000                      mm  
 Anchura del patín: **b<sub>f</sub>**                      406.4                      mm  
 Peso de la cubierta del encofrado:                      73.24                      kg/m<sup>2</sup> =                      7.32E-05                      kg/mm<sup>2</sup>

CM<sub>cub. soportada</sub> =                      **1.145**                      **N/mm**

Para la carga muerta adicional por viga, la carga muerta por unidad de longitud se asume que es como sigue:

$$CM_{\text{viga+cubreplaca}} = 0.2988 \quad \text{kg/mm} = \underline{2.93} \quad \underline{\text{N/mm}}$$

Para el peso de las barandas combinadas (barreras y baranda peatonal), la carga muerta por unidad de longitud es calculada como sigue, asumiendo que la carga muerta sobrepuesta de las dos barandas es distribuida uniformemente entre todas las vigas:

$$\begin{aligned} \text{Aceleración de la Gravedad: } g & 9.8066 \quad \text{m/seg}^2 \\ \text{Peso de las barandas:} & 275.73 \quad \text{kg/m} = 0.2757 \quad \text{kg/mm} \\ \text{Cantidad de vigas: } & 2 \end{aligned}$$

$$CM_{\text{barandas}} = \underline{2.704} \quad \underline{\text{N/mm}}$$

Para el peso de la superficie de rodamiento, la carga muerta por unidad de longitud es calculada como sigue, asumiendo que la carga muerta sobrepuesta de la carpeta asfáltica está distribuida uniformemente entre todas las vigas:

$$\begin{aligned} \text{Peso Específico del Asfalto: } \gamma_a & 2250 \quad \text{kg/m}^3 = 2.206\text{E-}05 \quad \text{N/mm}^3 \\ \text{Ancho de la carretera:} & 4600 \quad \text{mm} \\ \text{Espesor del asfalto: } t_a & 60 \quad \text{mm} \\ \text{Cantidad de vigas: } & 2 \end{aligned}$$

$$CM_{\text{asfalto}} = \underline{3.045} \quad \underline{\text{N/mm}}$$

La carga debida a la parte correspondiente al peso de la losa de voladizo para una viga exterior será:

$$CM_{\text{voladizo}} = \underline{7.061} \quad \underline{\text{N/mm}}$$

$$\begin{aligned} \text{El peso de la carga muerta que soportará la viga exterior es:} & 18.214 \quad \text{N/mm} \\ \text{El peso de la carga muerta que soportará la viga interior es:} & 16.432 \quad \text{N/mm} \end{aligned}$$

### CORTANTES POR CARGA MUERTA SIN FACTORAR PARA UNA VIGA TÍPICA:

Para una viga simplemente apoyada con un tramo (L) cargado con una carga uniformemente distribuida (w), la fuerza cortante ( $V_x$ ) y el momento flexionante ( $M_x$ ) a cualquier distancia (x) del apoyo son dados por:

$$\begin{aligned} V_x &= w(0.5L - x) \\ M_x &= 0.5wx(L - x) \end{aligned}$$

LOCALIZACIÓN	CORTANTES POR CARGA MUERTA (N)					
Distancia x (mm)	Cubierta de concreto	Cartela de concret	Cubierta soportada	Peso propio de la viga	Sistemas de barandas	Superficie de desgaste
0	72958.5	1852.25	8873.75	22707.5	20956	23598.75
1550	58366.8	1481.8	7099	18166	16764.8	18879
3100	43775.1	1111.35	5324.25	13624.5	12573.6	14159.25
4650	29183.4	740.9	3549.5	9083	8382.4	9439.5
6200	14591.7	370.45	1774.75	4541.5	4191.2	4719.75
7750	0	0	0	0	0	0
9300	-14591.7	-370.45	-1774.75	-4541.5	-4191.2	-4719.75
10850	-29183.4	-740.9	-3549.5	-9083	-8382.4	-9439.5
12400	-43775.1	-1111.35	-5324.25	-13624.5	-12573.6	-14159.25
13950	-58366.8	-1481.8	-7099	-18166	-16764.8	-18879
15500	-72958.5	-1852.25	-8873.75	-22707.5	-20956	-23598.75

### MOMENTOS POR CARGA MUERTA SIN FACTORAR PARA UNA VIGA TÍPICA:

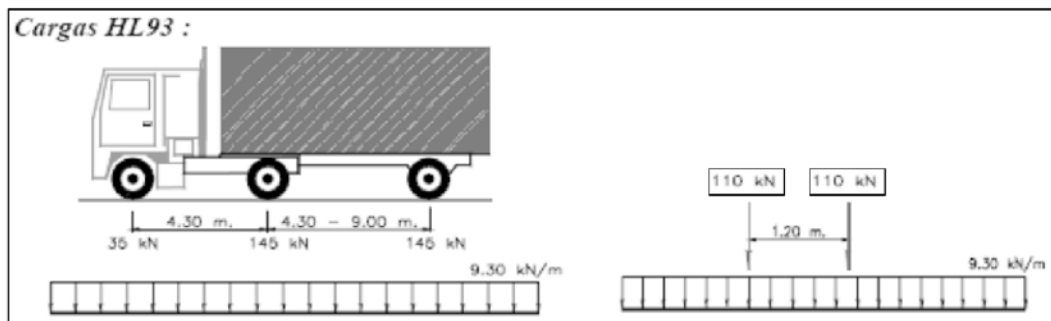
LOCALIZACIÓN	MOMENTOS POR CARGA MUERTA (N . mm)					
Distancia x (mm)	Cubierta de concreto	Cartela de concret	Cubierta soportada	Peso propio de la viga	Sistemas de barandas	Superficie de desgaste
0	0	0	0	0	0	0
1550	101777107.5	2583889	12378881.3	31676962.5	29233620	32920256.25
3100	180937080	4593580	22006900	56314600	51970880	58524900
4650	237479917.5	6029074	28884056.3	73912912.5	68211780	76813931.25
6200	271405620	6890370	33010350	84471900	77956320	87787350
7750	282714187.5	7177469	34385781.3	87991562.5	81204500	91445156.25
9300	271405620	6890370	33010350	84471900	77956320	87787350
10850	237479917.5	6029074	28884056.3	73912912.5	68211780	76813931.25
12400	180937080	4593580	22006900	56314600	51970880	58524900
13950	101777107.5	2583889	12378881.3	31676962.5	29233620	32920256.25
15500	0	0	0	0	0	0

### 3.5 CÁLCULO DE LOS EFECTOS POR CARGA VIVA:

Se considera que las cargas vivas son cargas transitorias que se asume son aplicadas a la sección compuesta a corto plazo. En las especificaciones **LRFD** se asume que las cargas vivas consisten en cargas de gravedad (cargas vivas vehiculares, cargas de tránsito ferroviario y cargas peatonales), la asignación por carga dinámica, fuerzas centrífugas, fuerzas de frenado y fuerzas de colisión vehicular. Las cargas vivas de interés son el diseño básico de la sobrecarga vehicular, una carga para la evaluación opcional de la deflexión por sobrecarga especificada, y una carga de fatiga, con el apropiado incremento por carga dinámica incluido.

#### CARGAS TRANSITORIAS:

##### Sobrecarga Vehicular de Diseño:



Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño:

##### Carga para la Evaluación Opcional de la Deflexión por Sobrecarga:

La deflexión se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La deflexión debida al camión de diseño solamente, o
- La deflexión debida al 25% del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril de diseño.

### Carga de Fatiga:

La carga de Fatiga será un camión de diseño especificado en el Artículo 3.6.1.2.2 o los ejes del mismo pero con una separación constante de 9000 mm entre los ejes de 145000 N.

Verifique el rango de aplicabilidad como sigue:

		$1100 \leq S \leq 4900$		S =	2000	mm		
1100	$\leq$	2000	$\leq$	4900	$\rightarrow$		<b><u>¡O.K!</u></b>	
		$110 \leq t_s \leq 300$		$t_s =$	200	mm		
110	$\leq$	200	$\leq$	300	$\rightarrow$		<b><u>¡O.K!</u></b>	
		$6000 \leq L \leq 73000$		L =	15500	mm		
6000	$\leq$	15500	$\leq$	73000	$\rightarrow$		<b><u>¡O.K!</u></b>	

$$4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$$

$$K_g = n(I + A e_g^2)$$

Donde :

$$n = \frac{E_B}{E_D}$$

Donde:

$E_B$  = módulo de elasticidad del material de la viga (MPa)

$E_D$  = módulo de elasticidad del material del tablero (MPa)

I = momento de inercia de la viga ( $\text{mm}^4$ )

A = área de la viga o larguero ( $\text{mm}^2$ )

$e_g$  = distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (mm)

$$n = 9$$

$$I = 5773407361 \quad \text{mm}^4$$

$$A = 38064.44 \quad \text{mm}^2$$

$$e_g = 607.6 \quad \text{mm}$$

$$K_g = 1.78\text{E}+11 \quad \text{mm}^4$$

$$4.00\text{E}+09 \leq 1.78\text{E}+11 \leq 3.00\text{E}+12 \rightarrow \text{¡O.K!}$$

### **Cálculo de los Factores de Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores:**

$g =$  Factor de distribución ó fracción por carril

Para un carril de diseño cargado, la distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores es como sigue:

$$0.06 + \left( \frac{S}{4300} \right)^{0.4} \left( \frac{S}{L} \right)^{0.3} \left( \frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.1} \quad g_{\text{momento\_int.}} = 0.473 \quad \text{carriles}$$

Para dos ó más carriles de diseño cargados, la distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores es como sigue:

$$0.075 + \left( \frac{S}{2900} \right)^{0.6} \left( \frac{S}{L} \right)^{0.2} \left( \frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.1} \quad g_{\text{momento\_int.}} = 0.626 \quad \text{carriles}$$

Los factores de distribución por sobrecarga para cortante en una viga interior son calculados de manera similar. El rango de aplicabilidad es similar al utilizado para momento.

### **Cálculo de los Factores de Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas interiores:**

Para un carril de diseño cargado, la distribución de las sobrecargas por carril para cortante en vigas interiores es como sigue:

$$0.36 + \frac{S}{7600} \quad g_{\text{cortante\_int.}} = 0.623 \quad \text{carriles}$$

Para dos ó más carriles de diseño cargados, la distribución de las sobrecargas por carril para cortante en vigas interiores es como sigue:

$$0.2 + \frac{S}{3600} - \left( \frac{S}{10700} \right)^{2.0} \quad g_{\text{cortante\_int.}} = 0.721 \quad \text{carriles}$$

### Cálculo de los Factores de Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores:

Verifique el rango de aplicabilidad como sigue:

$$-300 \leq d_e \leq 1700$$

$$d_e = \boxed{1300} \text{ mm}$$

$$-300 \leq 1300 \leq 1700 \rightarrow \text{¡O.K!}$$

Tanto el camión como el tandem de diseño tienen una separación transversal de las ruedas de 1800 mm.

Para la separación transversal de las ruedas de 1800 mm, la distribución de la carga de rueda a la viga exterior es calculada como:

$$g_{\text{momento\_ext.}} = 0.9 \text{ carriles}$$

Factor de presencia Múltiple a utilizar: 1.2

$$g_{\text{momento\_ext.}} = 1.08 \text{ carriles}$$

Para dos ó más carriles de diseño cargados, la distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas exteriores es como sigue:

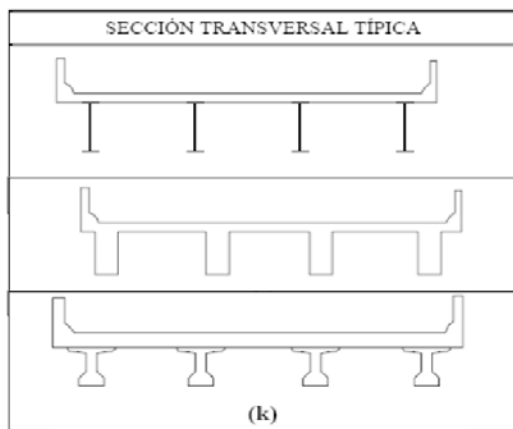
$$g = e \cdot g_{\text{interior}}$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} \quad e = 1.234$$

$$g_{\text{momento\_ext.}} = 0.772 \text{ carriles}$$

#### **NOTA:**

El comentario **C4.6.2.2.2d** sugiere una investigación adicional para el factor de distribución que debe ser tomado en cuenta tanto para momento como para cortante:



Se requiere esta investigación adicional porque el factor de distribución para vigas en una sección transversal multiviga, Tipos "a", "e" y "k" en la **Tabla 4.6.2.2.1-1**, se determinó sin considerar la presencia de diafragmas ni marcos transversales. El procedimiento recomendado es en realidad un requisito interino que se mantendrá hasta que se realicen investigaciones que permitan obtener una mejor solución. Suponiendo que la totalidad de la sección transversal gira como un cuerpo rígido sobre el centro de la línea longitudinal del puente, los factores de distribución para la viga exterior son también calculados para uno, dos y más carriles cargados usando la siguiente fórmula:

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{\text{ext}} \sum_{N_L} e}{\sum_{N_b} x^2}$$

Donde:

R = reacción sobre la viga exterior en términos de los carriles  
N<sub>L</sub> = número de carriles cargados considerado  
e = excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas (mm)  
x = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga (mm)  
X<sub>ext</sub> = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior (mm)  
N<sub>b</sub> = número de vigas

**Análisis Especial:**

**Factor de Presencia Múltiple:**

1 carril: m<sub>1</sub> = 1.2  
2 carriles: m<sub>2</sub> = 1

***Para 1 carril cargado:***

N<sub>L</sub> = 1  
R<sub>1</sub> = 0.75  
m<sub>1</sub> R<sub>1</sub> = 0.9 carriles

***Para 2 carriles cargados:***

N<sub>L</sub> = 2  
R<sub>2</sub> = 1.1  
m<sub>2</sub> R<sub>2</sub> = 1.1 carriles

Los factores de distribución por sobrecarga para cortante para una viga exterior son calculados de manera similar. El rango de aplicabilidad es similar al utilizado para momento.

**Cálculo de los Factores de Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores:**

Para un carril de diseño cargado, la distribución de las sobrecargas por carril para cortante en vigas exteriores es calculada usando la ley de momentos, de la misma manera como se calcularon los factores de distribución para momento:

g<sub>cortante\_ext.</sub> = 0.9 carriles

Factor de presencia Múltiple a utilizar: 1.2

g<sub>cortante\_ext.</sub> = 1.08 carriles

Para dos ó más carriles de diseño cargados, la distribución de las sobrecargas por carril para cortante en vigas exteriores es como sigue:

$$g = e g_{interior}$$
$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$$

e = 1.033  
g<sub>cortante\_ext.</sub> = 0.745 carriles

Del análisis especial que sugiere el comentario **C4.6.2.2.2d** tenemos que:

Los factores calculados para momento flexionante también se usan para cortante:

Para 1 carril cargado: 0.9 carriles

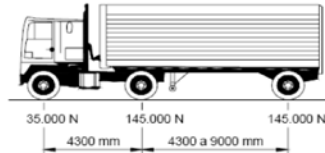


## LOCALIZACIÓN DEL MOMENTO MÁXIMO EN UN CLARO DE PUENTE:

### DATOS GENERALES:

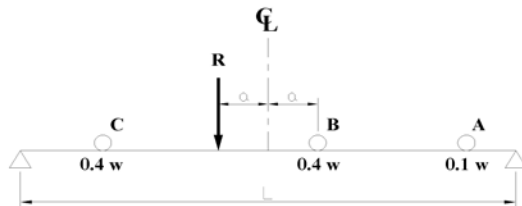
Separación entre Eje delantero y Eje trasero	4300	mm
Separación entre ambos Ejes traseros	4300	mm
Longitud del claro	15500	mm
Peso del Eje delantero	35000	N
Peso del primer Eje trasero	145000	N
Peso del segundo Eje trasero	145000	N

**Camión:** HL-93 →



### NOTA:

En vigas libremente apoyadas, el momento máximo se presenta cuando la resultante del sistema de fuerzas y la carga mayor equidisten del centro de la viga, y su máximo valor aparece bajo la carga mayor.



Es muy posible que, en claros cortos, el momento flector máximo que se produce bajo un sistema de tres ruedas sea menor que el momento producido bajo un sistema de dos ruedas. Para que se produzca el momento flector bajo un sistema de tres ruedas mayor que en uno de dos ruedas, hay que buscar que la resultante del sistema y la rueda intermedia equidisten del centro línea del claro y es entonces cuando puede suceder que alguna de las ruedas extremas ya no esté dentro del claro, disminuyendo en esta forma el valor del momento. Cuando se trata de la fuerza cortante entonces sí, siempre es mayor para tres ruedas.

**Recordemos que:** "En una viga libremente apoyada en sus extremos sujeta a un tren de cargas móviles cuyas distancias permanezcan constantes, el momento flector máximo ocurre debajo de una de las ruedas y cuando una de las ruedas y la resultante de las cargas equidistan del centro de

Cálculo del Centro de Gravedad, donde el punto de referencia lo tomaremos en el eje delantero:

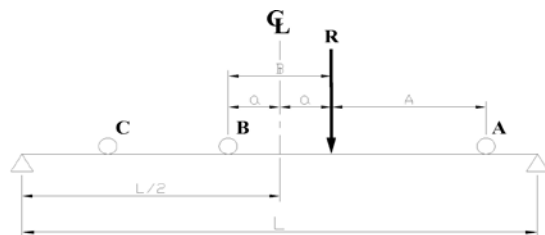
$$\text{C.G} = 5755.4 \text{ mm}$$

$$L/2 = 7750 \text{ mm}$$

$$A = 5755.4 \text{ mm}$$

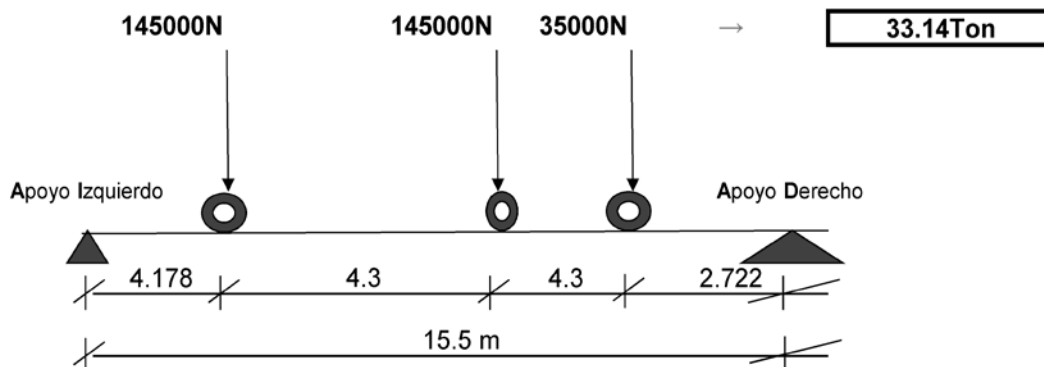
$$B = -1455.4 \text{ mm}$$

$$\text{Entonces: } a = -727.7 \text{ mm}$$



**Finalmente:**

¡El momento máximo ocurre cuando la rueda intermedia y la resultante equidistan el valor de  $a$ !



**REACCIONES EN LOS APOYOS DEBIDAS AL: CAMIÓN DE DISEÑO + CARGA DEL CARRIL:**

Carga del Carril de Diseño: 9.3 N/mm

Reacción en **Apoyo Derecho**: 334894.19 N

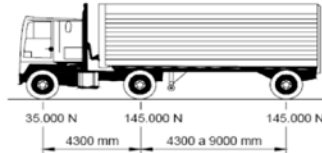
Reacción en **Apoyo Izquierdo**: 385605.81 N

## LOCALIZACIÓN DEL MOMENTO MÁXIMO PARA FATIGA:

### DATOS GENERALES:

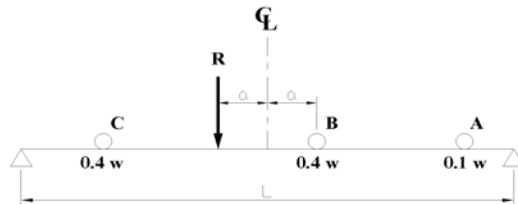
Separación entre Eje delantero y Eje trasero	4300	mm
Separación entre ambos Ejes traseros	9000	mm
Longitud del claro	15500	mm
Peso del Eje delantero	35000	N
Peso del primer Eje trasero	145000	N
Peso del segundo Eje trasero	145000	N

**Camión:** HL-93 →



### NOTA:

En vigas libremente apoyadas, el momento máximo se presenta cuando la resultante del sistema de fuerzas y la carga mayor equidistan del centro de la viga, y su máximo valor aparece bajo la carga mayor.



Es muy posible que, en claros cortos, el momento flector máximo que se produce bajo un sistema de tres ruedas sea menor que el momento producido bajo un sistema de dos ruedas. Para que se produzca el momento flector bajo un sistema de tres ruedas mayor que en uno de dos ruedas, hay que buscar que la resultante centro línea del claro y es entonces cuando puede suceder que alguna de las ruedas extremas ya no esté dentro del claro, disminuyendo en esta forma el valor del momento. Cuando se trata de la fuerza cortante entonces sí, siempre es mayor para tres ruedas.

**Recordemos que:** "En una viga libremente apoyada en sus extremos sujeta a un tren de cargas móviles cuyas distancias permanezcan constantes, el momento flector máximo ocurre debajo de una de las ruedas y cuando una de las ruedas y la resultante de las cargas equidistan del centro del claro."

Cálculo del Centro de Gravedad, donde el punto de referencia lo tomaremos en el eje delantero:

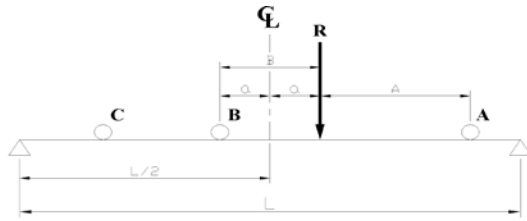
$$C.G. = 7852.3 \text{ mm}$$

$$L/2 = 7750 \text{ mm}$$

$$A = 7852.3 \text{ mm}$$

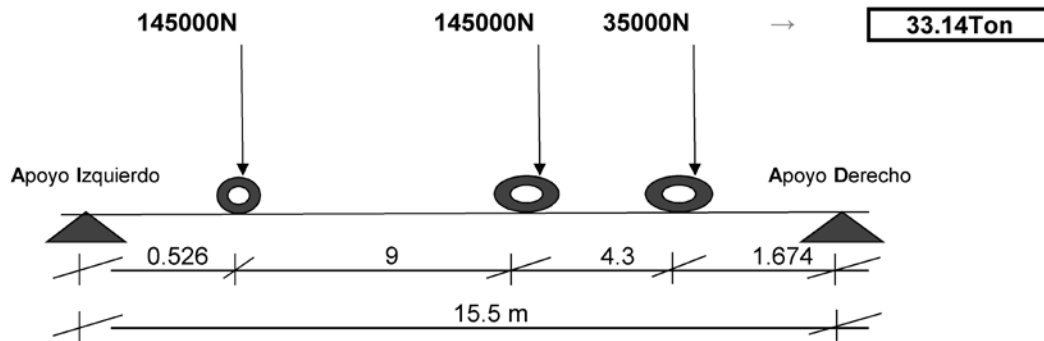
$$B = -3552.3 \text{ mm}$$

$$\text{Entonces: } a = -1776.15 \text{ mm}$$



Finalmente:

¡El momento máximo ocurre cuando la rueda intermedia y la resultante equidistan el valor de  $a$ !

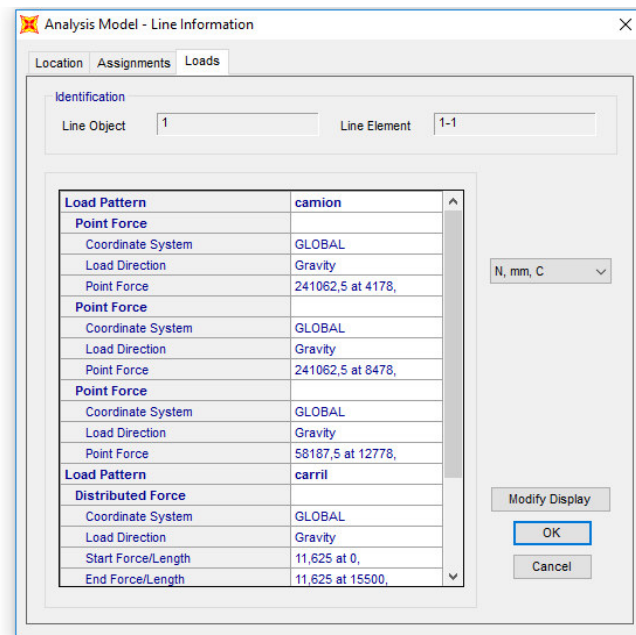
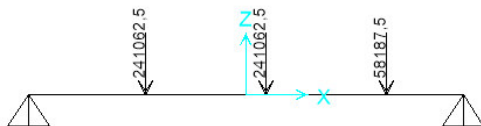


#### REACCIONES EN LOS APOYOS DEBIDAS AL: CAMIÓN DE DISEÑO PARA FATIGA:

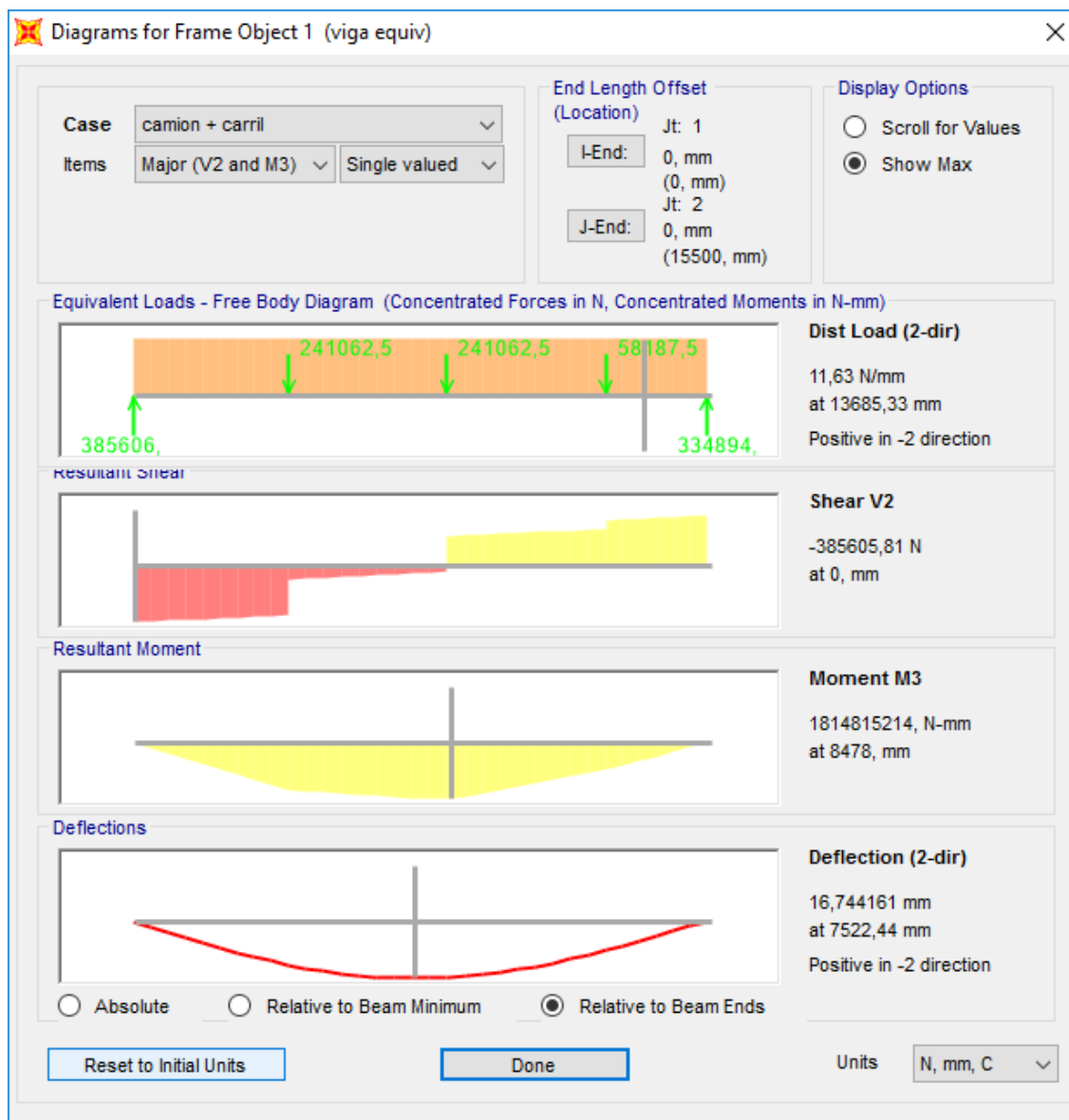
Carga del Carril de Diseño: 9.3 N/mm

Reacción en Apoyo Derecho: 180053.83 N

Reacción en Apoyo Izquierdo: 287133.67 N



Con el método de líneas de influencia se encontró la localización del camión de diseño en el claro del puente de modo que se produzcan las máximas solicitaciones por flexión. Cabe mencionar que a los pesos de los ejes del camión de diseño se les afectó por un factor de incremento por carga dinámica de 33% (Arto. 3.6.2 AASHTO LRFD 2014) + 25% de sobrecarga vehicular estipulado por el Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). Los valores de cortante y momento maximos se obtienen idealizando una viga simplemente apoyada con las cargas puntuales correspondientes a los pesos de los ejes del camión de diseño según se calculó por líneas de influencia, esto en combinación con la carga de carril de diseño.



Los factores de distribución resultantes usados para verificar el **Estado Límite de Resistencia** en regiones de flexión positiva y negativa son:

	Viga Interior		Viga Exterior	
<b>Momento Flexionante</b>	0.626	carriles	1.08	carriles
<b>Cortante</b>	0.721	carriles	1.08	carriles

#### Cálculo de los Factores de Distribución para el Estado Límite de Fatiga:

	Viga Interior		Viga Exterior	
<b>Momento Flexionante</b>	0.394	carriles	0.9	carriles
<b>Cortante</b>	0.519	carriles	0.9	carriles

#### Cálculo de los Factores de Distribución de la deflexión para sobrecargas:

De acuerdo al Artículo 2.5.2.6.2, cuando se investiga la máxima deflexión absoluta para sistemas de vigas rectas, todos los carriles de diseño deberían estar cargados, y se debería asumir que todos los elementos portantes se deforman igualmente. En el caso de puentes rectos multiviga, esto equivale a decir que el factor de distribución de la deflexión es igual al número de carriles dividido por el número de vigas. Este Artículo también establece que se aplicará el factor de presencia múltiple apropiado.

$$g = m \left( \frac{N_L}{N_b} \right) \quad g\Delta = \quad 0.6 \quad \text{carriles}$$

#### **Observación:**

Puesto que los apoyos lineales de este puente no son oblicuos, el factor de corrección de la **Tabla 4.6.2.2.2e-1** para factores de distribución de carga para momento en vigas longitudinales no necesita ser considerado en este diseño. De igual manera, no se utilizará el factor de corrección de la **Tabla 4.6.2.2.3c-1** para los factores de distribución de carga para el corte en el apoyo de la esquina obtusa del puente.

#### Cálculo del factor de Impacto:

El factor a aplicar para el **Estado Límite de Fatiga** se verificará como sigue:

$$1 + \frac{IM}{100}$$

IM = 15 %

Para todos los estados límites excepto para el Estado Límite de Fatiga:

**Los momentos flexionantes sin factorar debido al camión de diseño HL-93, por viga, son:**

$$M_{LT} = (\text{momento flexionante por carril}) * (g_{\text{correspondiente}}) * (1 + IM)$$

**Las fuerzas cortantes sin factorar debido al camión de diseño HL-93, por viga, son:**

$$V_{LT} = (\text{fuerza cortante por carril}) * (g_{\text{correspondiente}}) * (1 + IM)$$

### MOMENTOS Y CORTANTES POR CARGA VIVA SIN FACTORAR PARA UNA VIGA TÍPICA:

Para una viga simplemente apoyada con un tramo (L) cargado, y según lo especificado en el Artículo 3.6.1.3.1 la sollicitación extrema resultó de la combinación de un camión de diseño con la separación entre ejes traseros de 4300 mm combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, la fuerza cortante ( $V_x$ ) y el momento flexionante ( $M_x$ ) a cualquier distancia (x) del apoyo son dados en la siguiente Tabla:

LOCALIZACION		MOMENTOS Y CORTANTES POR CARGA VIVA	
Distancia x	Sección	Cortante $V_{LL+IM}$	Momento $M_{LL+IM}$
(mm)	x/L	(N)	(N . mm)
0	0.0	-385606	0
7750	0.5	-54450	1777925508
8478	0.5470	-45987	1814815214
15500	1.0	334894	0

### 3.6 EFECTOS DE CARGA COMBINADOS:

Los efectos de las fuerzas deben ser combinados para cada uno de los Estados Límites aplicables. Basado en los pasos anteriores de diseño, el máximo momento positivo **localizado a 0.5469677 L** para el Estado Límite de Resistencia I es calculado como sigue:

El momento último de diseño para el Estado Límite de Resistencia I es:

$$M_u = 1.25(DC) + 1.5(DW) + 1.75(LL + IM)$$

$$M_{DC} = 493473500 \quad \text{N . mm}$$

$$M_{DW} = 91445156 \quad \text{N . mm}$$

$$M_{LL+IM} = 1814815214 \quad \text{N . mm}$$

$M_u =$	3929936234	N . mm
---------	------------	--------

El modificador de carga es:  $\rightarrow \eta_i = 1$

Entonces:

**La sollicitación mayorada total es:**

$Q =$	3929936234	N . mm	$\rightarrow$	Para momento
-------	------------	--------	---------------	--------------

$$V_{DC} = 127348 \quad \text{N}$$

$$V_{DW} = 23599 \quad \text{N}$$

$$V_{LL+IM} = 385606 \quad \text{N}$$

$V_u =$	869393.625	N
---------	------------	---

El modificador de carga es:  $\rightarrow \eta_i = 1$

Entonces:

**La sollicitación mayorada total es:**

$Q =$	869394	N	$\rightarrow$	Para cortante
-------	--------	---	---------------	---------------

### **INVESTIGUE LA DEFLEXIÓN:**

#### **CRITERIOS PARA LA DEFLEXIÓN:**

Se debe utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la Combinación de Cargas de Servicio I de la Tabla 3.4.1-1, incluyendo el incremento por carga dinámica, **IM**. Para las construcciones de acero, se puede considerar los siguientes límites de deflexión:

- ✓ Carga vehicular, general.....Longitud/800,
- ✓ Cargas vehiculares y/o peatonales.....Longitud/1000,
- ✓ Carga vehicular sobre voladizos.....Longitud/300, y
- ✓ Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos.....Longitud/375

Para el cálculo de la deflexión se debe utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la Combinación de Cargas de Servicio I, como sigue:

$$M_u = 1.00(LL + IM)$$

La máxima deflexión permitida es:  $\Delta_{LL+IM} = L/1000$

$\Delta_{LL+IM} =$	15.5	mm
--------------------	------	----

#### **CARGA PARA LA EVALUACIÓN OPCIONAL DE LA DEFLEXIÓN POR SOBRECARGA:**

La deflexión debida al camión de diseño es:

Deflexión debida al camión de diseño con una separación entre ejes traseros de 4300 mm:

$$\Delta_{Sep.=4300mm} = 13.357926 \text{ mm}$$

$$\Delta_{camión} = 13.357926 \text{ mm}$$

La deflexión debida a la carga del carril es:  $\Delta_{carril} = \frac{5wL^4}{384EI}$

$$\Delta_{carril} = 3.3914 \text{ mm}$$

Incluyendo el factor de distribución y agregando el incremento por carga dinámica los resultados son las deflexiones por sobrecarga siguientes:

Máxima deflexión del camión:  $\Delta_{máx} = g\Delta * \Delta_{camión}$

$\Delta_{máx. camión} =$	8	mm	<	$\Delta_{LL+IM} =$	15.5	mm
				→	<b><u>¡O.K!</u></b>	

Máxima deflexión combinada del carril y el camión:

$$\Delta_{máx.} = (25\% \Delta_{máx.camión}) + (g\Delta * \Delta_{carril})$$

$\Delta_{máx. camión + carril} =$	4	mm	<	$\Delta_{LL+IM} =$	15.5	mm
				→	<b><u>¡O.K!</u></b>	

→ **¡La sección SÍ es adecuada por Deflexión!**

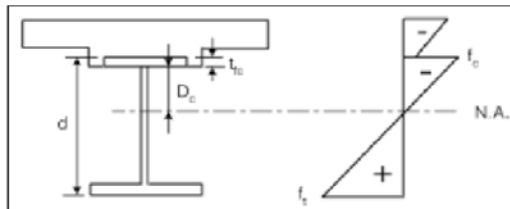


### 3.7 PROFUNDIDAD DEL ALMA EN COMPRESIÓN EN EL RANGO ELÁSTICO:

#### Profundidad del alma en compresión en el rango elástico:

Para secciones compuestas en flexión positiva, la profundidad del alma en compresión en el rango elástico,  $D_c$ , será la profundidad en que la suma algebraica de las tensiones en el acero, en secciones compuestas a largo y a corto plazo de las cargas muertas y vivas, más impacto, son compresivas. En lugar de calcular  $D_c$  en secciones en flexión positiva de los diagramas de tensión, la siguiente ecuación puede ser usada:

$$D_c = \left[ \frac{|-f_c|}{|f_c| + f_t} \right] d - t_{fc} \geq 0$$



Para calcular los esfuerzos tanto en el patín de compresión como en el patín de tensión causados por las diferentes cargas, se deben multiplicar los momentos máximos con su correspondiente factor de carga y luego éste valor debe ser dividido por el módulo de sección elástico (**S**) que se encuentra en la Tabla de las Propiedades de la Sección, éste valor de **S** es diferente para el patín superior (compresión) y para el patín inferior (tensión) y para las diferentes secciones (sólo viga, compuesta (**3n**), compuesta (**n**)).

$$f_{c \text{ arg a correspondiente}} = \frac{\gamma_i * M_{c \text{ arg a correspondiente}}}{S_{\text{correspondiente}}}$$

#### Suma de los esfuerzos en el Patín de Compresión:

$f_{DC1} =$	43.08	MPa
$f_{DC2} =$	3.43	MPa
$f_{DW} =$	4.64	MPa
$f_{LL+IM} =$	40.77	MPa

$$f_c = f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+IM}$$

$$f_c = \underline{\underline{91.92}} \quad \underline{\underline{\text{MPa}}}$$

#### Suma de los esfuerzos en el Patín de Tensión:

$f_{DC1} =$	43.08	MPa
$f_{DC2} =$	6.94	MPa
$f_{DW} =$	9.38	MPa
$f_{LL+IM} =$	192.37	MPa

$$f_t = f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+IM}$$

$$f_t = \underline{\underline{251.77}} \quad \underline{\underline{\text{MPa}}}$$

$d =$	965.2	mm
$t_{fc} =$	25.4	mm

Entonces:  $D_c = \underline{\underline{251.35}} \quad \underline{\underline{\text{mm}}}$

### 3.8 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DEL MOMENTO PLÁSTICO: Región de Momento Positivo:

Para secciones compuestas, el momento plástico  $M_p$ , se calculará como el primer momento de fuerzas plásticas sobre el eje neutro plástico.

Las fuerzas plásticas en las porciones de acero de una sección transversal se calcularán usando el esfuerzo de fluencia de los patines, el alma, y el acero de refuerzo, como sea apropiado. Las fuerzas plásticas en las porciones de concreto de una sección transversal que están en compresión pueden ser basadas en un bloque de esfuerzos rectangulares con la magnitud de esfuerzo de compresión igual a  $0.85 f'_c$ . El concreto en tensión deberá ser omitido.

Para el patín en tensión:

Punto de fluencia del acero de refuerzo: $f_y$	36000	lb/plg <sup>2</sup> =	248	MPa
Ancho de patín: $b_t$	406.4	mm		
Espesor de patín: $t_t$	25.4	mm		

$$P_t = f_y b_t t_t \rightarrow P_t = \underline{2559994.9} \quad \underline{N}$$

Para el alma:

Punto de fluencia del acero de refuerzo: $f_y$	36000	lb/plg <sup>2</sup> =	248	MPa
Alto del alma: $h_w$	914.4	mm		
Espesor del alma: $t_w$	19.05	mm		

$$P_w = f_y h_w t_w \rightarrow P_w = \underline{4319991.4} \quad \underline{N}$$

Para el patín en compresión:

Punto de fluencia del acero de refuerzo: $f_y$	36000	lb/plg <sup>2</sup> =	248	MPa
Ancho de patín: $b_c$	406.4	mm		
Espesor de patín: $t_c$	25.4	mm		

$$P_c = f_y b_c t_c \rightarrow P_c = \underline{2559994.9} \quad \underline{N}$$

Para el cubreplaca en Tensión:

Punto de fluencia del acero de refuerzo: $f_y$	36000	lb/plg <sup>2</sup> =	248	MPa
Ancho de cubreplaca: $b_{fcp}$	0	mm		
Espesor de cubreplaca: $t_{fcp}$	0	mm		

$$P_{cp} = f_y b_{fcp} t_{fcp} \rightarrow P_{cp} = 0 \quad N$$

$$P_t + P_w + P_c + P_{cp} = 9439981.2 \quad N$$

O bien:  $P_t + P_w + P_c + P_{cp} = A_{\text{viga acero}} f_y$

$$P_t + P_w + P_c + P_{cp} = 9439981.1 \quad N$$

Para la losa:

Resistencia del Hormigón: $f'_c$	3000	lb/plg <sup>2</sup> =	21	MPa
Ancho de ala efectivo: $b_s$	2000	mm		
Espesor de losa: $t_s$	200	mm		

$$P_s = 0.85 f'_c b_s t_s \rightarrow P_s = 7140000 \text{ N}$$

**Las fuerzas en el refuerzo longitudinal pueden ser conservadoramente omitidas. Para hacer esto, establezca  $P_{rb}$  y  $P_{rt}$  igual a cero en las ecuaciones en la Tabla D6.1-1.**

Verifique la localización del Eje Neutro Plástico, como sigue:

CASO 1:  $P_t + P_w + P_{cp} \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$

Donde :

$$P_{rb} = P_{rt} = 0$$

$$P_t + P_w + P_{cp} \quad 6879986.3 \quad \text{N} \quad < \quad P_c + P_s \quad 9699994.9 \quad \text{N}$$

$\rightarrow$  **¡El Eje Neutro Plástico NO está en el alma!**

CASO 2:

$$P_t + P_w + P_c + P_{cp} \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$$

$$P_t + P_w + P_c + P_{cp} \quad 9439981.2 \quad \text{N} \quad \geq \quad P_s = \quad 7140000 \quad \text{N}$$

$\rightarrow$  **¡El Eje Neutro Plástico está en el patín superior!**

**Por lo tanto, el Eje Neutro Plástico está localizado en el patín superior:**

Como apreciamos la condición establecida para el caso II es satisfecha, de manera que el Eje Neutro Plástico está dentro del patin superior, por lo tanto, utilizaremos las ecuaciones establecidas en el Caso II

$$\bar{Y} = \left( \frac{t_c}{2} \right) \left[ \frac{P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1 \right]$$

$$\bar{Y} = \quad 11.410086 \quad \text{mm} \quad \text{ó} \quad \underline{11.41} \quad \text{mm}$$

El momento plástico,  $M_p$ , es calculado como sigue, donde  $d$  es la distancia de una fuerza del elemento (o centroide de cada elemento) al Eje Neutro Plástico. Las fuerzas de éstos elementos actúan a: **(a)** la mitad del espesor para los patines y la cubierta de concreto, **(b)** la mitad de la profundidad del alma, y **(c)** centro del refuerzo. Todas las fuerzas de los elementos, dimensiones y distancias deben tomarse como positivas.

$$M_p = \frac{P_c}{2t_c} \left[ \bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2 \right] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t]$$

$d_s =$	136.41	mm
$d_w =$	471.19	mm
$d_t =$	941.09	mm
$d_{cp} =$	953.79	mm

Entonces:

$$M_p = 5435113436 \quad \text{N} \cdot \text{mm}$$

**3.9 DETERMINE SI LA SECCIÓN ES COMPACTA Ó NO COMPACTA:** Región de Momento Positivo:

$$\frac{2 D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$D_{cp} =$  profundidad del alma en compresión en el momento plástico determinado como se especifica en el Artículo D6.3.2 (mm)

Para secciones compuestas en flexión positiva, la profundidad del alma en compresión en el momento plástico,  $D_{cp}$ , se tomará como sigue para casos de la **Tabla D6.1-1** donde el Eje Neutro Plástico está en el alma:

$$D_{cp} = \frac{D}{2} \left[ \frac{F_{yt} A_t - F_{yc} A_c - 0.85 f'_c A_s - F_{yrs} A_{rs}}{F_{yw} A_w} + 1 \right]$$

Entonces:  $D_{cp} = 0$

$$2 D_{cp}/t_w = 0 \leq 3.76 \sqrt{(E/F_{yc})} = 106.78$$

→ **¡O.K!**

**¡Por lo tanto la sección es considerada Compacta!**

### 3.10 DISEÑO POR FLEXIÓN - ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA: Región de Momento Positivo:

Las cargas deben ser afectadas por el modificador de carga ( $\eta_i$ ) y el factor de carga correspondiente ( $\gamma_i$ )

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \quad M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

$S_{NC}$  = módulo de la sección no compuesta ( $\text{mm}^3$ )  
 $S_{ST}$  = módulo de la sección compuesta a corto plazo ( $\text{mm}^3$ )  
 $S_{LT}$  = módulo de la sección compuesta a largo plazo ( $\text{mm}^3$ )  
 $M_{D1}$ ,  $M_{D2}$  &  $M_{AD}$  = momentos debidos a las cargas factoradas aplicadas a las secciones apropiadas (N.mm)

El momento de fluencia de una sección compuesta en flexión positiva puede determinarse como sigue:

✓ Calcule el momento  $M_{D1}$  causado por la carga permanente factorada aplicada antes que la cubierta de concreto ha endurecido o se ha hecho compuesta. Aplique este momento a la sección de acero.

$M_{D1}$  = 515336250 N . mm

✓ Calcule el momento  $M_{D2}$  causado por el resto de la carga permanente factorada. Aplique este momento a la sección compuesta a largo plazo.

$M_{D2}$  = 238673359.4 N . mm

Para el patín de tensión:

$S_{NC}$  = 11963131.7  $\text{mm}^3$   
 $S_{LT}$  = 14621366.8  $\text{mm}^3$   
 $S_{ST}$  = 16174085.1  $\text{mm}^3$

✓ Calcule el momento adicional  $M_{AD}$  que debe aplicarse a la sección compuesta a corto plazo para causar fluencia nominal en cualquier patín de acero.

$$M_{AD} = \left[ S_{ST} * \left( F_y - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) \right]$$

Tensión de fluencia del Patín:  $F_y$  248 MPa

$M_{AD}$  = 3050422151.8 N . mm

$M_{yt}$  = **3804431761** **N . mm**

Para el patín de compresión:

$S_{NC}$  = 11963131.7  $\text{mm}^3$   
 $S_{LT}$  = 29563176.8  $\text{mm}^3$   
 $S_{ST}$  = 76309486.6  $\text{mm}^3$

✓ Calcule el momento adicional  $M_{AD}$  que debe aplicarse a la sección compuesta a corto plazo para causar fluencia nominal en cualquier patín de acero.

$$M_{AD} = \left[ S_{ST} * \left( F_y - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) \right]$$

Tensión de fluencia del Patín:  $F_y$  248 MPa

$M_{AD} =$  15021494340 N . mm

$M_{yc} =$  **15775503949** N . mm

Entonces:

$M_y =$  **3.804E+09** N . mm

### Resistencia Nominal a la Flexión:

La Resistencia Nominal a la Flexión de la sección debe tomarse como:

Sí:

$$D_p \leq 0.1 D_t$$

Entonces:

$$M_n = M_p$$

De otro modo:  $M_n = M_p \left( 1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right)$

$D_p =$  distancia de la parte superior de la cubierta de concreto al eje neutro de la sección compuesta en el momento plástico (mm)

$D_t =$  profundidad total de la sección compuesta (mm)

$M_p =$  momento plástico de la sección compuesta (N.mm)

$D_p =$  11.41 mm

$D_t =$  1190.2 mm

$D_p =$  11.41 mm  $\leq$  0,1  $D_t =$  119.02 mm

→

**¡Entonces  $M_n = M_p$ !**

Entonces:

$M_n =$  **5435113436** **N . mm**

En tramos continuos, la Resistencia Nominal a la Flexión de la sección no debe exceder:

$$M_n = 1.3 R_h M_y$$

Donde:

$M_y =$  momento de fluencia (N.mm)

$R_h =$  factor híbrido determinado como se especifica en el Artículo 6.10.1.10.1

Para formas roladas, las secciones construídas y las secciones construídas homogéneas con un acero de alta resistencia tanto en el alma como en los patines,  $R_h$  se tomará como 1,0.

$$R_h = 1.0$$

Entonces:

$$M_n = \underline{4945761290} \quad \text{N} \cdot \text{mm} \quad \rightarrow \quad \underline{\text{Si fuera el caso de tramos continuos.}}$$

Requerimientos de Ductilidad:

Las secciones compactas y no compactas deben satisfacer:  $D_p \leq 0.42 D_t$

$$D_p = 11.41 \quad \text{mm} \leq 0.42 D_t = 499.88 \quad \text{mm}$$

$\rightarrow$  **¡O.K!**

La Resistencia a la Flexión factorada,  $M_r$ , puede tomarse como:

$$M_r = \phi_f M_n \quad \phi_f = 1.0$$

$$M_r = \underline{5435113436} \quad \text{N} \cdot \text{mm}$$

La resistencia a la flexión positiva en esta sección de diseño es verificada como sigue:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad \text{O en este caso:} \quad \sum \eta_i \gamma_i M_i \leq M_r$$

$$\sum \eta_i \gamma_i M_i = 3929936234 \quad \text{N} \cdot \text{mm} \leq M_r = 5435113436 \quad \text{N} \cdot \text{mm}$$

$\rightarrow$  **¡La sección SÍ es adecuada por Flexión!**

► **Para el Estado Límite de Resistencia I en la Región de Momento Positivo!**

### 3.11 DISEÑO POR CORTANTE:

a). Región de Momento Positivo:

El cortante debe verificarse en cada sección de la viga. Sin embargo, el cortante es mínimo en la localización del momento máximo positivo, y es máximo en el estribo.

b). Sección de diseño de la viga en el estribo:

## Resistencia al Cortante:

El primer paso en el diseño para cortante es verificar si el alma debe ser rigidizada.

En el Estado Límite de Resistencia, los paneles de almas rectas y curvadas deberán satisfacer:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$\phi_v =$	factor de resistencia para cortante especificado en el Artículo 6.5.4.2
$V_n =$	resistencia nominal al corte determinado como se especifica en los Artículos 6.10.9.2 y 6.10.9.3 para almas no rigidizadas y rigidizadas, respectivamente (N)
$V_u =$	cortante en el alma en la sección bajo consideración debido a las cargas factoradas (N)
$\phi_v =$	1.0

✓ La resistencia nominal al corte de almas sin rigidizadores debe ser tomado como:

$$V_n = V_{cr} = C V_p \quad \text{Donde:} \quad V_p = 0.58 F_{yw} D t_w$$

$V_{cr} =$	resistencia al corte de la comba (N)
$C =$	radio de la resistencia al corte de la comba para el esfuerzo de fluencia del corte, con el coeficiente de corte de la comba, k, tomado igual a 5,0 $\rightarrow k = 5$
$V_p =$	fuerza de corte plástico (N)

El radio, C, será determinado como se especifica abajo:

$$Si \quad \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}}$$

$$\text{entonces:} \quad D/t_w = 48 \leq 1.12 \sqrt{(E k / F_{yw})} \quad 71.12$$

$$C = 1.0$$

$\rightarrow$

**¡O.K!**

$$\text{Entonces:} \quad C = 1.0$$

$$\rightarrow \quad \text{Use:} \quad C = 1.00$$

$$V_p = 2505595 \quad N$$

$$V_n = V_{cr} = 2505595 \quad N$$

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad \phi_v V_n = \underline{\underline{2505595 \quad N}}$$

La resistencia al cortante en esta sección de diseño es verificada como sigue:

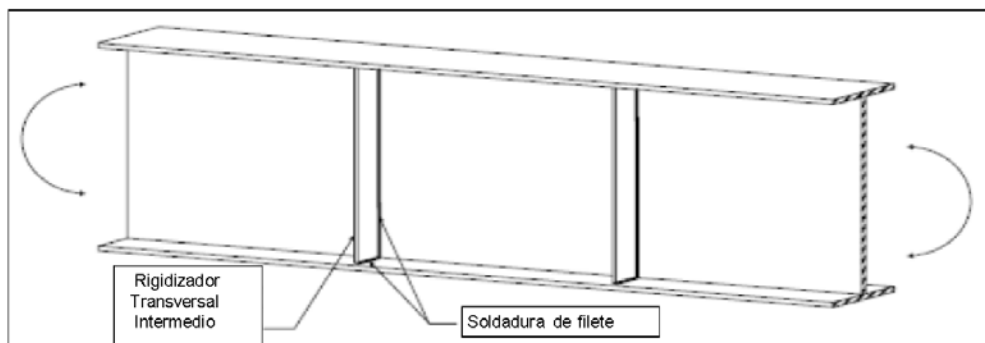
$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad \text{O en este caso:} \quad \sum \eta_i \gamma_i V_i \leq V_r = \phi_v V_n$$

$$\sum \eta_i \gamma_i V_i = 869394 \quad N \leq \phi_v V_n = 2505595 \quad N$$

$\rightarrow$  **¡La sección SÍ es adecuada por Cortante!**

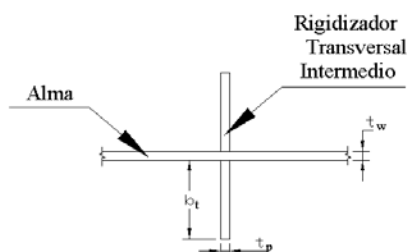


### 3.12 DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES INTERMEDIOS: Región de Momento Positivo:



La fabricación de la viga se simplificará si sólo un tamaño de platina y espesor es soldado al alma. Los rigidizadores transversales deben detallarse con anchos que están en incrementos de ¼ de pulgada. Las dimensiones de los rigidizadores transversales son requeridas para caer dentro de las restricciones geométricas basadas en la profundidad de la sección, ancho del patín, y espesor del elemento proyectado.

Los rigidizadores usados como platinas de conexión para diafragmas o marcos transversales serán conectados soldando o atornillando a ambos patines.



El **primer** chequeo de la especificación es para el ancho proyectado del rigidizador transversal intermedio. El ancho,  $b_t$ , de cada elemento rigidizador proyectado debe satisfacer lo siguiente:

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30}$$

Y la restricción basada en el ancho del patín es:

$$16t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{4} \quad \frac{1}{2}(b_f - t_w) = 194 \text{ mm} \geq b_t = 190.5 \text{ mm} \rightarrow \text{¡O.K!}$$

Donde:

$b_f$  = para secciones I, ancho completo del patín de compresión más ancho dentro del campo de la sección bajo consideración (mm)

$t_p$  = espesor del elemento rigidizador proyectado (mm)

$b_t$  = 190.5 mm

$D$  = 914.4 mm

$t_p$  = 19.05 mm

$b_f$  = 406.4 mm

$$\begin{aligned}
 b_t &= 190.5 \text{ mm} \geq 50 + (D/30) = 80.5 \text{ mm} \rightarrow \text{¡O.K!} \\
 16 t_p &= 304.8 \text{ mm} \\
 b_t &= 190.5 \text{ mm} \\
 b_t/4 &= 101.6 \text{ mm} \\
 304.8 &\geq 190.5 \geq 101.6 \rightarrow \text{¡O.K!}
 \end{aligned}$$

El **segundo** chequeo de la especificación es para el momento de inercia del rigidizador transversal intermedio. Para rigidizadores transversales adyacentes para paneles de alma en qué ningún panel soporta fuerzas de corte mayores que la resistencia al corte de la comba, el momento de inercia del rigidizador transversal debe satisfacer el menor de los siguientes límites:

$$\begin{aligned}
 I_t &\geq b t_w^3 J \\
 I_t &\geq \frac{D^4 \rho_t^{1.3}}{40} \left( \frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} \quad \text{Donde: } J = \frac{2.5}{(d_o/D)^2} - 2.0 \geq 0.5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 J &= -1.57 < 0.5 \\
 \text{Use } J &= 0.5
 \end{aligned}$$

$$b = 914.4 \text{ mm}$$

$$b t_w^3 J = 3160757.4 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned}
 \rho_t &= \text{el más grande de } F_{yw}/F_{crs} \text{ y } 1.00 \\
 F_{crs} &= \text{esfuerzo local de la comba para el rigidizador (MPa)}
 \end{aligned}$$

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left( \frac{b_t}{t_p} \right)^2} \leq F_{ys}$$

$$\begin{aligned}
 F_{yw} &= 248 \text{ MPa} \\
 E &= 200000 \text{ MPa} \\
 b_t &= 190.5 \text{ mm} \\
 t_p &= 19.05 \text{ mm} \\
 F_{crs} &= 620 \text{ MPa} > F_{ys} = 248 \text{ MPa} \\
 &\rightarrow \text{Use: } F_{crs} = 248 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$F_{yw}/F_{crs} = 1 \quad \text{Usar: } \rho_t = 1$$

$$\text{Entonces: } (D^4 \rho_t^{1.3}/40) (F_{yw}/E)^{1.5} = 763163.2 \text{ mm}^4$$

$$\text{Probaremos con un par de rigidizadores de: } 190.5 \text{ mm}$$

$$I_t = \frac{t_p (2b_t + t_w)^3}{12} \Rightarrow \text{Para pares de rigidizadores}$$

$$I_t = 101638104.8 \quad \text{mm}^4$$

$$I_t = 101638104.8 \quad \text{mm}^4 \geq 763163.2 \quad \text{mm}^4 \rightarrow \text{¡O.K!}$$

Por lo tanto, los rigidizadores transversales intermedios satisfacen todos los chequeos de la especificación requeridos.

### 3.13 DISEÑO POR FLEXIÓN - ESTADO LÍMITE DE FATIGA: Región de Momento Positivo:

La carga inducida de Fatiga debe ser considerada en un diseño de viga placa. Las consideraciones de fatiga para vigas placas pueden incluir:

1. Conexiones soldadas de eslabones de cortante a la viga.
2. Conexiones soldadas de los patines y el alma.
3. Conexiones soldadas de rigidizadores transversales intermedios a la viga.

En este caso la fatiga será verificada para las conexiones soldadas de los patines y el alma.

Para las consideraciones de la carga de fatiga inducida, cada detalle debe satisfacer:  $\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n$

La resistencia nominal a la fatiga debe tomarse como:

$$(\Delta F)_n = \left( \frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2} (\Delta F)_{TH} \quad \text{En qué:} \quad N = (365)(75)n(ADTT)_{SL}$$

A = constante tomado de la **Tabla 6.6.1.2.5-1** (MPa<sup>3</sup>)

N = número de ciclos especificados en el Artículo 6.6.1.2.5

n = número de ciclos del rango de esfuerzo por paso del camión tomado de la **Tabla 6.6.1.2.5-2**

(ADTT)<sub>SL</sub> = carril único ADTT como se especifica en el Artículo 3.6.1.4

(ADTT)<sub>SL</sub> = Average Daily Truck Traffic (Single - Lane) = Tráfico promedio diario de de camión (único carril).

(ΔF)<sub>TH</sub> = umbral de Fatiga de amplitud constante tomado de la **Tabla 6.6.1.2.5-3** (MPa)

Solamente los detalles con resistencia de fatiga de Categoría C o resistencias más bajas necesitan ser evaluadas durante el diseño.

Evaluaremos los componentes y detalles de la Categoría **C**, por lo tanto:

$$A = 1.44E+12 \quad \text{MPa}^3$$

Con el propósito de determinar los ciclos de esfuerzos por el paso del camión para claros continuos, una distancia igual a 1/10 del claro en cada lado de un apoyo interior debe considerarse que está cerca del apoyo. El número de ciclos por pasada se toma como 5,0 para vigas en voladizo porque este tipo de puente es susceptible a grandes vibraciones, lo cuál causa ciclos adicionales después que el camión ha dejado el puente.

Para vigas de claros simples y con una longitud mayor que 12000 mm, el número de ciclos se toma como:

$$n = 1.0$$

La resistencia de Fatiga sobre el Umbral de Fatiga de Amplitud Constante, en términos de ciclos, es inversamente proporcional al cubo del rango de esfuerzos, por ejemplo, si el rango de esfuerzos es reducido por un factor de 2, la vida de fatiga se incrementa por un factor de  $2^3$ .

El umbral de Fatiga de amplitud constante para los detalles de la Categoría **C** es:

$$(\Delta F)_{TH} = 69 \text{ MPa}$$

$$(ADTT)_{SL} = 50 \text{ camiones (Valor asumido)}$$

$$N = 1368750$$

$$(\Delta F)_n = (A/N)^{1/3} = 101.71 \text{ MPa} \geq 1/2 (\Delta F)_{TH} = 34.5 \text{ MPa}$$

→ **O.K!**

#### MOMENTOS Y CORTANTES POR CARGA VIVA SIN FACTORAR PARA UNA VIGA TÍPICA:

Para una viga simplemente apoyada con un tramo (L) cargado, y según lo especificado en el Artículo 3.6.1.4.1 la carga de Fatiga será un camión de diseño con una separación constante de 9000 mm entre los ejes de 145000 N. A la carga de Fatiga se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2; entonces la fuerza cortante ( $V_x$ ) y el momento flexionante ( $M_x$ ) a cualquier distancia (x) del apoyo son dados en la siguiente Tabla:

El factor de presencia múltiple, **m**, no se aplicará al Estado Límite de Fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño.

LOCALIZACION		MOMENTOS Y CORTANTES POR CARGA VIVA	
Distancia x	Sección	Cortante $V_{LL+IM}$	Momento $M_{LL+IM}$
(mm)	x/L	(N)	(N . mm)
0	0.0	-258420	0
7750	0.5	-70827	647580094
9526	0.6146	-70827	773368051
15500	1.0	162048	0

El momento máximo por carga viva debido a la carga de Fatiga es:

$$M_{LL+IM} = 773368051 \text{ N . mm}$$

El esfuerzo de Fatiga factorado en la fibra exterior del patín de tensión en la localización del máximo momento positivo es:

$$(\Delta f) = 47.82 \text{ MPa}$$

$$\gamma(\Delta f) = 35.87 \text{ MPa} \leq (\Delta F)_n = 101.71 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{¡O.K!}$$

La soldadura entre el rigidizador y el alma es clasificado como un detalle de Fatiga **C'** que requiere investigación.

Evaluaremos los componentes y detalles de la Categoría **C'**, por lo tanto:

$$A = 1.44\text{E}+12 \text{ MPa}^3$$

Para vigas de claros simples y con una longitud mayor que 12000 mm, el número de ciclos se toma como

$$n = \underline{1.0}$$

El umbral de Fatiga de amplitud constante para los detalles de la Categoría **C'** es:

$$(\Delta F)_{TH} = 82.7 \text{ MPa}$$

$$(\Delta F)_n = (A/N)^{1/3} = 101.71 \text{ MPa} \geq 1/2 (\Delta F)_{TH} = 41.35 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{¡O.K!}$$

Para controlar la flexión de la superficie exterior del alma bajo carga viva repetida las siguientes restricciones son puestas sobre las almas.

#### Requisitos Especiales de Fatiga para almas:

La carga viva usada para este chequeo es el doble del rango de momento de diseño para Fatiga:

Los paneles interiores de almas con rigidizadores transversales, con o sin rigidizadores longitudinales, deben satisfacer el siguiente requisito:

$$V_u \leq V_{cr}$$

$V_u$  = cortante en el alma en la sección bajo consideración debido a las cargas permanentes sin factorar más la carga de Fatiga factorada (N)

$V_{cr}$  = resistencia al corte de la comba determinada de la **Ecuación 6.10.9.3.3-1** (N)

$$V_n = V_{cr} = C V_p \quad \text{en el cuál: } V_p = 0.58 F_{yw} D t_w$$

$$V_u = 538577 \text{ N}$$

$$V_{cr} = 2505595 \text{ N}$$

$$V_u = 538577 \text{ N} \leq V_{cr} = 2505595 \text{ N}$$

$$\rightarrow \text{¡O.K!}$$

Por lo tanto, los requerimientos de Fatiga para almas tanto en flexión como en cortante están satisfechos.

### 3.14 DISEÑO POR FLEXIÓN - ESTADO LÍMITE DE SERVICIO:

Región de Momento Positivo:

La viga debe verificarse para el Estado Límite de Servicio y el control de las deflexiones permanentes. Esta verificación se propone para prevenir las deflexiones permanentes inaceptables debido a cargas severas de tráfico esperado que dañarían la transitabilidad. El Estado Límite de Servicio II es usado para este chequeo

Para el Estado Límite de Servicio el factor de resistencia se debe tomar igual a 1,0.

$$\phi = 1.0$$

El momento último de diseño para el Estado Límite de Servicio II es:

$$M_u = 1.00(DC + DW) + 1.3(LL + IM)$$

#### Los patines deben satisfacer los siguientes requisitos:

✓ Para el patín superior de acero de secciones compuestas:  $f_f \leq 0.95 R_h F_{yf}$

$f_f$  = esfuerzo en el patín en la sección bajo consideración debido a las cargas de Servicio II calculadas sin consideración de pandeo lateral del patín (MPa)

$R_h$  = factor híbrido determinado como se especifica en el Artículo 6.10.1.10.1

En la región de momento positivo:

$f_f$  = 71.2 MPa

$R_h$  = 1.0

$f_f$  = 71.2 MPa  $\leq$   $0.95 R_h F_{yf} = 235.6$  MPa

→ **¡O.K!**

✓ Para el patín inferior de acero de secciones compuestas:

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95 R_h F_{yf}$$

$f_l$  = esfuerzo en la curvatura lateral del patín en la sección bajo consideración debido a las cargas de Servicio II determinadas como se especifica en el Artículo 6.10.1.6 (MPa)

En la región de momento positivo:

$f_f$  = 189.2 MPa

$f_l$  = 0.0 MPa

$R_h$  = 1.0

$f_f + (f_l/2) = 189.2$  MPa  $\leq$   $0.95 R_h F_{yf} = 235.6$  MPa

→ **¡O.K!**

Bajo las combinaciones de carga especificadas en la **Tabla 3.4.1-1** y en ausencia de pandeo lateral del patín, el criterio de esfuerzo del patín anterior gobernará a menudo el tamaño del patín inferior para secciones compuestas compactas en flexión positiva; es decir, asumiendo que el criterio de Estado Límite de Fatiga no controla.

#### 4). DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO:

Este paso consiste de varios cálculos de diseño asociados con la viga de acero pero no necesariamente requeridos para el diseño actual de las platinas de la viga de acero.

##### 4.1 DISEÑO DE CONECTORES DE CORTANTE:

##### TIPO PERNOS STUD

Los conectores serán puestos a lo largo de la longitud entera de la viga, incluyendo las regiones de momento negativo, porque la viga se diseña como compuesta para momento negativo. Desde que la viga de acero se ha diseñado como una sección compuesta, los conectores de cortante deben proporcionarse en la interfase (conexión) entre la cubierta de la losa de concreto y la sección de acero para resistir la interfase de corte.

La proporción de la altura al diámetro de un conector de cortante no deberá ser menos de 4,0:

Asumiremos un diámetro para conectores de cortante a usar:  $d = 19.05$  mm

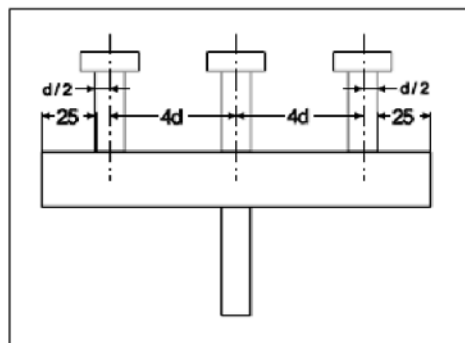
Asumiremos una altura para conectores de cortante a usar:  $h = 127$  mm

$$\frac{h}{d} > 4.0 \quad h/d = 6.7 > 4.0 \rightarrow \text{¡O.K!}$$

El mínimo espaciamiento transversal para conectores es 4,0 veces el diámetro centro a centro del conector

$$\text{Sep.} = 4d = 76 \text{ mm}$$

La distancia libre entre el borde de un patín superior y la orilla más cercana de un conector de corte no será menor a:  $25$  mm



Con un ancho de patín superior de  $406.4$  mm, el máximo número de espacios de eslabones colocados en una línea a través del patín es:  $4.4$  espacios

Cantidad de conectores de corte transversales al eje longitudinal de la viga: 4

La profundidad mínima del recubrimiento del concreto sobre la parte superior de los conectores de corte no debe estar a menos de 50 mm. Los conectores de cortante deben penetrar por lo menos 50 mm dentro de la cubierta de concreto.

✓ El espaciamiento longitudinal ( $p$ ) de los conectores de cortante será determinado para satisfacer el Estado Límite de Fatiga, como se especifica en los Artículos 6.10.10.2 y 6.10.10.3. El número resultante de conectores de cortante no será menos del número requerido para satisfacer el Estado Límite de Resistencia como se especifica en el Artículo 6.10.10.4.

El espaciamiento longitudinal,  $p$ , de los conectores de cortante debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$p \leq \frac{n Z_r}{V_{sr}} \quad V_{sr} = \text{rango de cortante de fatiga horizontal por unidad de longitud (N/mm)}$$

$$V_{sr} = \sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2}$$

$$V_{fat} = \frac{V_f Q}{I}$$

Donde:

$$F_{fat1} = \frac{A_{bot} \sigma_{f1g} l}{w R}$$

ó

$$F_{fat2} = \frac{F_{rc}}{w}$$

El espaciamiento longitudinal centro a centro de los conectores de cortante no excederá 600 mm y no estará menos de 6,0 veces el diámetro de los eslabones.

$$6.0 d \leq p \leq 600$$

En la Región de Flexión Positiva:

La resistencia al cortante de fatiga de un eslabón individual de conector de cortante,  $Z_r$ , se tomará como:

$$Z_r = \alpha d^2 \geq \frac{38.0 d^2}{2}$$

Donde :

$$\alpha = 238 - 29.5 \log N$$

d =	diámetro del eslabón (mm)
N =	número de ciclos especificados en el Artículo 6.6.1.2.5
N =	1368750
$\alpha$ =	56.978



$$\alpha d^2 = 20677.5 \quad \text{N} \quad \geq \quad 38d^2/2 = 6895.1 \quad \text{N}$$

$\rightarrow$  **O.K!**

Entonces:

$$Z_r = \underline{\underline{20677.5}} \quad \text{N}$$

Cantidad de conectores de corte:  $n = 4$

$$V_f = 329247 \quad \text{N}$$

Ahora calcularemos el primer momento del área transformada a corto plazo de la cubierta de concreto alrededor del eje neutro de la sección compuesta a corto plazo ( $\text{mm}^3$ ) vsdg

$$Q = 13057778 \quad \text{mm}^3$$

$$I = 12881041343 \quad \text{mm}^4$$

$$V_{fat} = \underline{\underline{333.76}} \quad \text{N/mm}$$

El rango de cortante de fatiga radial por unidad de longitud (N/mm), será tomado como el más grande de cualquiera:  $F_{fat1}$  ó  $F_{fat2}$

$$A_{bot} = 10322.56 \quad \text{mm}^2$$

Distancia vertical del Eje Neutro al borde más exterior del patín inferior:  $y_b = 796.4 \quad \text{mm}$

$$\sigma_{flg} = 47.05 \quad \text{MPa}$$

$$l = 2214.285714 \quad \text{mm}$$

$$w = 1220 \quad \text{mm}$$

$$R = \text{Infinito} \rightarrow \text{(Para puentes rectos el radio mínimo de viga tiende a Infinito)}$$

$$F_{fat1} = 0 \quad \text{N/mm}$$

Para puentes rectos o curvados horizontalmente con inclinaciones que no exceden los  $20^\circ$ , el rango de cortante de fatiga radial,  $F_{fat2}$ , puede ser tomada igual a cero.

$$F_{fat2} = 0 \quad \text{N/mm}$$

Entonces:  $F_{fat} = 0 \quad \text{N/mm}$

Por lo tanto:  $V_{sr} = \underline{\underline{333.76}} \quad \text{N/mm}$

El espaciamiento longitudinal,  $p$ , de los conectores de cortante es entonces:

$$p = 248 \quad \text{mm}$$

**Use:**  $p = 250 \quad \text{mm}$

$$6.0d \leq p \leq 600$$

$$114 \leq 250 \leq 600 \rightarrow \text{¡O.K!}$$

El mínimo espaciamiento transversal para conectores es 4,0 veces el diámetro centro a centro del conector

$$4,0 d = 76 \text{ mm}$$

$$\text{Utilicemos una separación de: } 101.6 \text{ mm}$$

$$\text{Sep. transversal} = 101.6 \text{ mm} \geq 4,0 d = 76 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \text{¡O.K!}$$

La distancia libre entre el borde de un patín superior y la orilla más cercana de un conector de corte no será menor a: 25 mm

$$\text{La distancia libre será: } 41 \text{ mm}$$

$$\text{Dist. libre} = 41 \text{ mm} \geq \text{Dist. mínima} = 25 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \text{¡O.K!}$$

La profundidad mínima del recubrimiento del concreto sobre la parte superior de los conectores de corte no debe estar a menos de 50 mm.

$$\text{Recub. concreto} = 98 \text{ mm} \geq 50 \text{ mm} \quad \text{¡O.K!}$$

Los conectores de cortante deben penetrar por lo menos 50 mm dentro de la cubierta de concreto.

$$\text{Penetrac. concreto} = 102 \text{ mm} \geq 50 \text{ mm} \quad \text{¡O.K!}$$

La resistencia al corte factorada de un único conector de cortante,  $Q_r$ , en el Estado Límite de Resistencia debe tomarse como:

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n$$

$Q_n$  = resistencia nominal al corte de un único conector de cortante determinado como se especifica en el Artículo 6.10.10.4.3 (N)

$\phi_{sc}$  = factor de resistencia para conectores de cortante especificado en el Artículo 6.5.4.2

La resistencia nominal al corte de un eslabón de conector de cortante embebido en una cubierta de concreto debe tomarse como:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u$$

$$A_{sc} = 285 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 21 \text{ MPa}$$

$$E_c = 23168.3 \text{ MPa}$$

$$F_u = 415 \text{ MPa}$$

$$Q_n = 99397 \text{ N} \leq A_{sc} F_u = 118275 \text{ N}$$

$$\rightarrow \text{¡O.K!}$$

	<b>Use:</b>	$Q_n =$	<b><u>99397</u></b>	<b><u>N</u></b>
$\phi_{sc} =$	0.85			
$Q_r =$	<b><u>84487</u></b>	<b><u>N</u></b>		

En el Estado Límite de Resistencia, el mínimo número de conectores de cortante,  $n$ , sobre la región bajo consideración deberá tomarse como:

$$n = \frac{P}{Q_r}$$

$P =$  fuerza cortante nominal total determinada como se especifica en el Artículo 6.10.10.4.2 en Newtons

Para claros simples y para claros continuos que son no compuestos para flexión negativa en la condición final, la fuerza cortante nominal total,  $P$ , entre el punto de diseño de máximo momento positivo de carga viva más impacto y cada punto adyacente de momento cero deberá ser tomado como:

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2}$$

$P_p =$  fuerza cortante longitudinal total en la cubierta de concreto en el punto de máximo momento positivo de carga viva más impacto (N) tomado como el menor de cualquiera:

$$P_{1p} = 0.85 f'_c b_s t_s$$

ó

$$P_{2p} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc}$$

$F_p =$  fuerza cortante radial total en la cubierta de concreto en el punto de máximo momento positivo de carga viva más impacto (N) tomado como:

$$F_p = P_p \frac{L_p}{R}$$

$b_s =$  2000 mm

$t_s =$  200 mm

$P_{1p} =$  **7140000** **N**

$F_{yw} = F_{yt} = F_{yc} =$  248 MPa

$D =$  914.4 mm

$t_w =$  19.05 mm

$b_{ft} = b_{fc} =$  406.4 mm

$t_{ft} = t_{fc} =$  25.4 mm

$P_{2p} =$  **9439981** **N**

Entonces:  $P_p =$  **7140000** **N**

$F_p =$  0 N

Por lo tanto:  $P =$  **7140000** **N**

El mínimo número de conectores de cortante es:

$$n = 85 \text{ conectores}$$

La distancia entre el extremo de la viga y la localización del máximo momento positivo es aproximadamente igual a:

$$L = 8478 \text{ mm}$$

Usando un espaciamiento longitudinal de: 250 mm como se calculó anteriormente para el Estado Límite de Fatiga, y usando la longitud mínima calculada arriba, el número de conectores de cortante proporcionados es como sigue:

$$n = \text{No. conectores} * \frac{L}{p}$$

$$n = 136 \text{ conectores} > 85 \text{ conectores} \quad \text{¡O.K!}$$

Por tanto, usando un espaciamiento longitudinal aproximado de 250 mm para cada fila, con 4 eslabones de conectores de cortante por fila, a lo largo de la longitud entera de la viga satisface los Estados Límites de **Fatiga y Resistencia**.

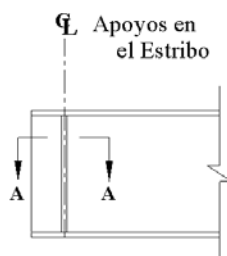
#### 4.2 DISEÑO DE RIGIDIZADORES EN LOS APOYOS:

Los rigidizadores en los apoyos son requeridos para resistir las reacciones en los apoyos y otras cargas concentradas, ya sea en el estado final o durante la construcción.

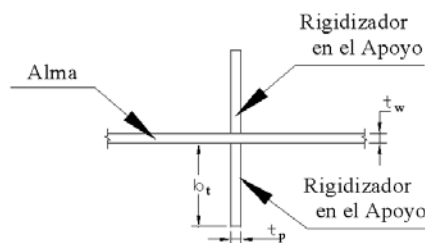
Los rigidizadores deben extenderse en la profundidad entera del alma y tan estrechamente como práctico a los bordes exteriores de los patines.

La siguiente figura ilustra el esquema del rigidizador de los apoyos en los estribos.

Elevación Parcial de la Viga en el Estribo:



Sección **A - A**:



El ancho,  $b_t$ , de cada elemento rigidizador proyectado debe satisfacer:

$$b_t \leq 0.48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

$b_t =$	ancho del elemento rigidizador proyectado (mm)					
$t_p =$	espesor del elemento rigidizador proyectado (mm)					
$E =$	200000	MPa				
$F_{ys} =$	248	MPa				
$b_t =$	190.5	mm				
$t_p =$	19.05	mm				
$b_t =$	190.5	mm	$\leq$	$0,48t_p(\sqrt{E/F_{ys}})$	260	mm
$\rightarrow$ <b><u>O.K!</u></b>						

La resistencia factorada del apoyo para los extremos ajustados de los rigidizadores de apoyo debe tomarse como:

$$(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n \quad \text{Donde:} \quad (R_{sb})_n = 1.4 A_{pn} F_{ys}$$

$\phi_b =$	factor de resistencia para apoyo especificado en el Artículo 6.5.4.2	
$A_{pn} =$	área de los elementos proyectados de los rigidizadores exteriores de soldadura de filete del alma al patín pero no más allá del borde del patín (mm <sup>2</sup> )	
$F_{ys} =$	resistencia a la fluencia mínima especificada del rigidizador (MPa)	
$\phi_b =$	1.00	

Parte del rigidizador debe ser sujetado para limpiar la soldadura del alma al patín. De esta manera el área de apoyo directo es menor que el área bruta del rigidizador.

Corte para soldadura de filete:	25	mm
---------------------------------	----	----

Ancho en el apoyo:  $b_a$

$b_a =$	165.5	mm
---------	-------	----

Cantidad de elementos proyectados:	2	elementos
------------------------------------	---	-----------

$A_{pn} =$	6305.55	mm <sup>2</sup>
------------	---------	-----------------

$F_{ys} =$	248	MPa
------------	-----	-----

$(R_{sb})_n =$	2189287	N
----------------	---------	---

Por lo tanto:	$(R_{sb})_r =$	<b><u>2189287</u></b>	<b><u>N</u></b>
---------------	----------------	-----------------------	-----------------

La reacción factorada en el apoyo en el estribo es calculada como sigue, usando los factores de carga que se presentan en las **Tabla 3.4.1-1** y **Tabla 3.4.1-2**:

$R_{DC} =$	141154.625	N
------------	------------	---

$R_{DW} =$	23598.75	N
------------	----------	---

$R_{LL+IM} =$	385605.81	N
---------------	-----------	---

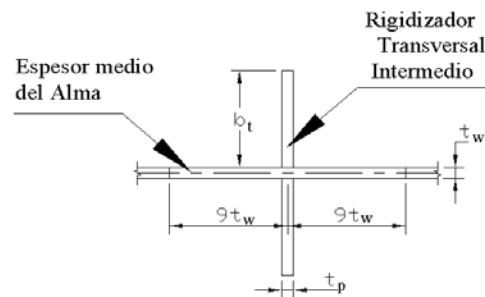
Reacción <sub>factorada</sub> =	886652	N
---------------------------------	--------	---

$(R_{sb})_r =$	2189287	N	$\geq$	$R_{factorada} =$	886652	N
$\rightarrow$ <b><u>O.K!</u></b>						

Por lo tanto, el rigidizador del apoyo en el estribo satisface los requisitos de resistencia del apoyo.

La verificación final del rigidizador del apoyo relaciona la resistencia axial de los rigidizadores en el apoyo. La resistencia axial factorada,  $P_r$ , debe determinarse como se especifica en el Artículo 6.9.2.1 usando la resistencia a la fluencia mínima especificada de las placas del rigidizador  $F_{ys}$ . El radio de giro debe ser calculado alrededor del espesor medio del alma y la longitud efectiva debe tomarse como  $0,75 D$ , donde  $D$  es la profundidad del alma.

Para rigidizadores que consisten de dos placas soldadas al alma, la sección efectiva de columna debe consistir de dos elementos rigidizadores, más una franja del alma localizada centralmente y extendida no más que  $9t_w$  sobre cada lado de los rigidizadores.



La resistencia factorada de componentes en compresión,  $P_r$ , debe tomarse como:

$$P_r = \phi_c P_n$$

$P_n$  = resistencia a la compresión nominal como se especifica en los Artículos 6.9.4 o 6.9.5 como aplicables (N)

$\Phi_c$  = factor de resistencia para compresión como se especifica en el Artículo 6.5.4.2

$\Phi_c$  = 0.90

$D$  = 914.40 mm

La resistencia nominal a la compresión,  $P_n$ , se tomará como:

• Si  $\lambda \leq 2.25$ , entonces:

$$P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_s$$

• Si  $\lambda > 2.25$ , entonces:

$$P_n = \frac{0.88 F_y A_s}{\lambda}$$

En el cuál: 
$$\lambda = \left( \frac{K l}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

$Kl$  = 685.8 mm

El radio de giro de la sección de columna efectiva es por lo tanto calculada como:

$$r_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}}$$

$$\begin{aligned} I_s &= 101835652 \text{ mm}^4 \\ A_s &= 14153 \text{ mm}^2 \\ r_s &= 85 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{De este modo: } \lambda = 0.008 \leq 2.25 \rightarrow \textbf{¡Usar 1a. Ecuación!}$$

$$\text{Por lo tanto: } P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_s$$

$$P_n = 3498296 \text{ N}$$

$$P_r = 3148466 \text{ N}$$

$$P_r = 3148466 \text{ N} \geq R_{\text{factorada}} = 886652 \text{ N} \rightarrow \textbf{¡O.K!}$$

Por lo tanto, el rigidizador del apoyo en el estribo satisface los requisitos de resistencia axial del apoyo.

#### 4.3 DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS:

Base metálica, soldadura metálica, y detalles de diseño soldados deben ajustarse a los requisitos de la **AASHTO/AWS D1.5M/D1.5 Bridge Welding Code**.

La resistencia factorada de conexiones soldadas, **R<sub>r</sub>**, en el Estado Límite de Resistencia debe tomarse como se especifica en los Artículos 6.13.3.2.2 al 6.13.3.2.4. La resistencia factorada de la conexión del material se tomará como se especifica en el Artículo 6.13.5.

La resistencia de soldaduras de filete en corte las cuales están hechas con soldadura metálica emparejada o no y que tienen perfiles de soldadura típicos debe tomarse como el producto del área efectiva especificada en el Artículo 6.13.3.3 y la resistencia factorada de la soldadura metálica tomada como:

$$R_r = 0.6 \phi_{e2} F_{exx} \quad \Phi_{e2} = 0.80$$

Para un acero Grado **A50** la designación equivalente **ASTM** es **A 709M Grade 345W**, y su resistencia a la tensión mínima especificada,  $F_u$ , es 485 MPa (**Tabla 6.4.1-1**).

$$F_{exx} = 70 \quad \text{Ksi} = 483 \quad \text{MPa}$$

$$\text{Entonces:} \quad R_r = \underline{232} \quad \underline{\text{MPa}}$$

La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete será cuatro veces su tamaño y en ningún caso menos de 40 mm.

✓ En este diseño, verificaremos la conexión soldada entre los rigidizadores del apoyo y el alma:

Para la conexión soldada entre los rigidizadores del apoyo y el alma, la soldadura de filete debe resistir la reacción factorada.

$$R_{\text{factorada}} = 886652 \quad \text{N}$$

El tamaño mínimo de una soldadura de filete debe tomarse como se especifica en la **Tabla 6.13.3.4-1**.

$$\text{Asumiremos un espesor de soldadura de filete de:} \quad 6 \quad \text{mm}$$

$$\text{Corte para soldadura de filete:} \quad 50 \quad \text{mm}$$

$$\text{Longitud}_{\text{efectiva}} = 3457.6 \quad \text{mm} > 40 \quad \text{mm} \quad \underline{\text{¡O.K!}}$$

$$\text{Garganta}_{\text{efectiva}} = 4.2 \quad \text{mm}$$

$$\text{Área}_{\text{efectiva}} = 14522 \quad \text{mm}^2$$

La resistencia de la soldadura de filete es entonces calculada como sigue:

$$R_{\text{soldadura de filete}} = 3369104 \quad \text{N}$$

$$R_{\text{soldadura de filete}} = 3369104 \quad \text{N} \geq R_{\text{factorada}} = 886652 \quad \text{N}$$

$$\rightarrow \underline{\text{¡O.K!}}$$



#### 4.4 DISEÑO DE DIAFRAGMAS TRANSVERSALES:

Si los marcos transversales o diafragmas permanentes son incluidos en el modelo estructural usados para determinar efectos de fuerza, ellos serán diseñados para todos los Estados Límites aplicables para los efectos de fuerza calculados. A un mínimo, los diafragmas y marcos transversales serán diseñados para transferir cargas de viento de acuerdo a los requisitos del Artículo 4.6.2.7 y se reunirán todos los requisitos aplicables de esbeltez en el Artículo 6.8.4 o el Artículo 6.9.3. Las placas de conexión para diafragmas y marcos transversales deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 6.6.1.3.1.

Espaciamiento de la viga: **S**                      2000                      mm  
 Profundidad de la viga: **D**                      965.2                      mm  
 $h_w =$     914.4                      mm

Probaremos con:    1 Canal C12x30:                       $b, (in) =$                       3.125                       $t, (in) =$                       0.5

$F_y =$                       248                      MPa  
 $W =$                       30                      lb/pie                      =                      0.438                      N/mm  
 $A_s =$                       8.81                       $plg^2$                       =                      5683.9                       $mm^2$   
 $r_{xx} =$                       4.29                      plg                      =                      109                      mm  
 $r_{yy} =$                       0.762                      plg                      =                      19.4                      mm  
 $r_{zz} =$                       1                      plg                      =                      25.4                      mm

A menos que se especifique en otra parte aquí, la esbeltez de las platinas debe satisfacer:

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$k =$                       coeficiente de curvatura de la platina como se especifica en la **Tabla 6.9.4.2-1**  
 $b =$                       ancho de la platina como se especifica en la **Tabla 6.9.4.2-1** (mm)  
 $t =$                       espesor del elemento (mm)

$k =$                       0.45                      para otros elementos proyectados  
 $b =$                       79.375                      mm  
 $t =$                       12.7                      mm

$b/t =$                       6.25                       $\leq$                        $k^*(\sqrt{(E/F_y)}) = 12.78$                        $\rightarrow$                       **¡O.K!**

Los miembros en compresión deben satisfacer los requerimientos de esbeltez especificados en el Artículo 6.9.3:

✓ Para miembros principales:                       $\frac{Kl}{r} \leq 120$

$K =$                       factor de longitud efectiva especificada en el Artículo 4.6.2.5  
 $l =$                       longitud no arriostrada (mm)  
 $r =$                       mínimo radio de giro (mm)

Para conexiones de extremo soldadas o empernadas en ambos extremos:                       $K =$                       0.75

$l =$                       2000                      mm  
 $r =$                       19.4                      mm

$Kl/r =$                       77.32                       $\leq$                       120                       $\rightarrow$                       **¡O.K!**

### Compresión Axial:

La resistencia factorada de los componentes en compresión,  $P_r$ , se tomará como:  $P_r = \phi_c P_n$

$P_n$  = resistencia nominal a la compresión como se especifica en los Artículos 6.9.4 o 6.9.5 como aplicables (N)

$\phi_c$  = factor de resistencia para compresión como se especifica en el Artículo 6.5.4.2

$\phi_c$  = 0.90

Para miembros que satisfacen los requisitos ancho/espesor especificado en el Artículo 6.9.4.2, la resistencia nominal a la compresión,  $P_n$ , se tomará como:

• Si  $\lambda \leq 2.25$ , entonces:

$$P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_s$$

• Si  $\lambda > 2.25$ , entonces:

$$P_n = \frac{0.88 F_y A_s}{\lambda}$$

$K = 0.8$   
 $I = 2199.1 \text{ mm}$   
 $r_s = 19.4 \text{ mm}$

Entonces:

$\lambda = 0.908 \leq 2.25$

→

**¡Usar 1a. Ecuación!**

$$P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_s$$

$P_n = 966594 \text{ N}$

$P_r = 869935 \text{ N}$

$P_u = 385606 \text{ N} \leq P_r = 869935 \text{ N}$

→

**¡O.K!**

## 5). DISEÑO DE APOYOS:

### 5.1 OBTENGA LOS CRITERIOS DE DISEÑO:

Los desplazamientos y rotaciones a los que son sometidas las estructuras deben ser absorbidos por los aparatos de apoyo, garantizando así un funcionamiento correcto y evitando tensiones innecesarias.

Las siguientes cargas para los apoyos se obtienen para el Estado Límite de Servicio I:

$$SERVICIO I: 1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)$$

Carga Muerta:	164753	N
Carga Viva:	385605.81	N
$\theta_{s,x}$ =	rotación de servicio debido a la carga total sobre el eje transversal (radianes)	
$\theta_{s,x}$ =	0.00976	radianes
$P_{sd}$ =	142378.4	N (Mínima fuerza vertical en el Estado Límite de Resistencia debido a las cargas permanentes)

### 5.2 SELECCIONE EL TIPO ÓPTIMO DE APOYO:

Seleccionar el tipo óptimo de apoyo depende de las cargas, capacidades de movimiento y economía. La **Tabla 14.6.2-1** puede ser usada como una guía cuando se comparan los diferentes sistemas de apoyo.

Dado su movimiento, rotación y resistencia a las cargas, el tipo de apoyo más práctico seleccionado para el estribo será un apoyo elastomérico con placas de acero reforzado.

### 5.3 SELECCIONE LAS PROPIEDADES PRELIMINARES DEL APOYO:

Configuración de la almohadilla del apoyo:

Longitud de la almohadilla (dirección longitudinal del puente):	$L_{almohad.}$ =	250.825	mm
Ancho de la almohadilla (dirección transversal del puente):	$W_{almohad.}$ =	314.325	mm
Espesor de recubrimiento del elastómero:	$h_{recub.}$ =	3.175	mm
Espesor de la capa interna del elastómero:	$h_{interior.}$ =	6.35	mm
Número de capas de acero de refuerzo: $N_{capas}$		9	
Espesor del acero de refuerzo:	$h_{refuerzo.}$ =	3.175	mm

Propiedades del Material:

**Table 14.7.6.2-1 Correlated Material Properties.**

	Hardness (Shore A)		
	50	60	70 <sup>1</sup>
Shear Modulus @ 23°C (MPa)	0.66–0.90	0.90–1.38	1.38–2.07
Creep deflection @ 25 years divided by initial deflection	0.25	0.35	0.45

<sup>1</sup> For PEP and FGP only.

Dureza del Elastómero: $H_{Shore(A)}$	50	
Módulo de corte del Elastómero: $G$	0.66	MPa

#### 5.4 SELECCIONA EL MÉTODO DE DISEÑO (A ó B):

Los apoyos elastoméricos con acero reforzado pueden ser diseñados usando cualquiera de dos métodos comúnmente referidos como Método A y Método B.

Los esfuerzos límites asociados con el Método A usualmente resultan en un apoyo con una capacidad más baja que un apoyo diseñado usando el Método B. Este aumento de capacidad que es el resultado del uso del Método B requiere pruebas adicionales y control de calidad.

Para fines de diseño utilizaremos el **Método: A**

Para apoyos elastoméricos con acero reforzado diseñados de acuerdo con los requisitos del Artículo 14.7.6.1, las capas internas deben ser del mismo espesor, y el recubrimiento de las capas debe ser no más del 70 % del espesor de las capas internas.

$$h_{recub.} \leq 70\% h_{interior}$$

$$h_{recub.} = 3.175 \text{ mm} \leq 70\% h_{interior} = 4.445 \text{ mm} \rightarrow \text{¡O.K!}$$

#### 5.5 CÁLCULO DEL FACTOR DE FORMA:

El factor de forma para apoyos elastoméricos con refuerzo de acero cubiertos por el Artículo 14.7.6.1 debe ser determinado como se especifica en el Artículo 14.7.5.1.

$$S_i = \frac{LW}{2h_i(L+W)}$$

$$\begin{aligned} L &= 250.825 \text{ mm} \\ W &= 314.325 \text{ mm} \\ h_{recub.} &= 3.175 \text{ mm} \\ h_{interior} &= 6.35 \text{ mm} \end{aligned}$$

El factor de forma para el recubrimiento de las capas superiores e inferiores es entonces:

$$S_{recub.} = 21.97$$

El factor de forma para las capas interiores es entonces:

$$S_{interior.} = 10.98$$

#### 5.6 VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS COMPRESIVOS:

Para los apoyos elastoméricos con acero reforzado diseñados de acuerdo con los requisitos del Artículo 14.7.6.3.2 los esfuerzos compresivos en el elastómero en el Estado Límite de Servicio son como sigue:

$$\sigma_s \leq 7 \text{ MPa} \quad y \quad \sigma_s \leq 1.0 \text{ G S}$$

$$\begin{aligned} CM &= 164753 \text{ N} \\ CV &= 385605.81 \text{ N} \\ \sigma_s &= 6.98 \text{ MPa} \leq 7 \text{ MPa} \quad \text{¡O.K!} \\ \sigma_s &= 6.98 \text{ MPa} \leq 1.0 \text{ G S} \quad 7.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{¡O.K!} \end{aligned}$$

Esfuerzo compresivo debido a la carga muerta:

$$\sigma_{di} = 2.09 \text{ MPa}$$

Esfuerzo compresivo debido a la carga viva:

$$\sigma_{Li} = 4.89 \text{ MPa}$$

## 5.7 VERIFICACIÓN DE LAS DEFLEXIONES COMPRESIVAS:

Las deflexiones de los apoyos elastoméricos debidas a la carga muerta y a la carga viva instantánea solamente deben ser consideradas separadamente. La deflexión instantánea de carga viva se tomará como

$$\delta_L = \sum \varepsilon_{Li} h_i$$

La deflexión inicial de carga muerta se tomará como:  $\delta_d = \sum \varepsilon_{di} h_i$

Para apoyos reforzados de **Dureza 50** usando un esfuerzo compresivo de: 2.09 MPa y un factor de forma de: 10.98 (para capas interiores)

$$\varepsilon_{di} = 0.015$$

Para apoyos reforzados de Dureza 50 usando un esfuerzo compresivo de: 4.89 MPa y un factor de forma de: 10.98 (para capas interiores)

$$\varepsilon_{Li} = 0.031$$

Para apoyos reforzados de Dureza 50 usando un esfuerzo compresivo de: 2.09 MPa y un factor de forma de: 21.97 (para capas superiores e inferiores)

$$\varepsilon_{di} = 0.014$$

Para apoyos reforzados de Dureza 50 usando un esfuerzo compresivo de: 4.89 MPa y un factor de forma de: 21.97 (para capas superiores e inferiores)

$$\varepsilon_{Li} = 0.029$$

La deflexión instantánea es entonces:  $\delta_{inst} = 2(\varepsilon_{di} + \varepsilon_{Li})h_{recub} + No_{capasint.}(\varepsilon_{di} + \varepsilon_{Li})h_{interior}$

$$\delta_{inst} = 2.6 \text{ mm}$$

Los efectos de flujo plástico también deben ser considerados. El valor de la deflexión del flujo plástico es como sigue:

$$\delta_{flujo\ plástico} = C_d \delta_{inst} \quad \delta_{flujo\ plástico} = 0.65 \text{ mm}$$

La deflexión total es entonces:

$$\delta_{total} = \delta_{inst} + \delta_{flujo\ plástico} \quad \delta_{total} = 3.25 \text{ mm}$$

La deflexión total debida a la carga viva más flujo plástico no debe ser mayor que 3 mm.

$$\delta_L + \delta_{\text{flujo plástico}} \leq 3 \text{ mm} \quad \delta_L = 1.8 \text{ mm}$$

$$\delta_L + \delta_{\text{flujo plástico}} = 2.45 \text{ mm} \leq 3 \text{ mm} \rightarrow \text{¡O.K!}$$

Además de los requisitos del Artículo 14.7.5.3.3, lo siguiente también se aplicará.

$$\delta_{\text{int (1 capa)}} = \varepsilon_i h_{\text{interior}} \leq 0.07 h_{ri}$$

$$\delta_{\text{int (1 capa)}} = 0.292 \text{ mm} \leq 0.07 h_{ri} = 0.445 \text{ mm} \rightarrow \text{¡O.K!}$$

### 5.8 VERIFICACIÓN DE LA DEFORMACIÓN DE CORTE:

El apoyo debe satisfacer:  $h_{rt} \geq 2 \Delta_s$

$h_{rt}$  = espesor total del elastómero (mm)

$\Delta_s$  = deformación de corte máximo total del elastómero en el Estado Límite de Servicio (mm)

$$h_{rt} = 57.15 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{contr}} = 8.2 \text{ mm} \quad (\text{Contracción térmica})$$

$$\gamma_{TU} = 1.2 \quad \text{Para el Estado Límite de Servicio}$$

$$\Delta_s = \gamma_{TU} \Delta_{\text{contr}}$$

$$\Delta_s = 9.8 \text{ mm}$$

$$2 \Delta_s = 19.6 \text{ mm}$$

$$h_{rt} = 57.15 \text{ mm} \geq 2 \Delta_s = 19.6 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \text{¡O.K!}$$

### 5.9 VERIFIQUE LA ROTACIÓN O LA COMPRESIÓN Y ROTACIÓN COMBINADA:

Los requisitos del Artículo 14.7.6.3.5 deben aplicarse en el Estado Límite de Servicio. Las rotaciones deben tomarse como la máxima suma de los efectos de carencia inicial de paralelismo y rotaciones finales subsecuentes de la viga debido a cargas impuestas y movimientos. Los esfuerzos deben ser los esfuerzos máximos asociados con las condiciones de carga que inducen la rotación máxima.

✓ Almohadillas rectangulares o apoyos deben satisfacer:

$$\sigma_s \geq 0.5 G S \left( \frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n} \quad y$$

$$\sigma_s \geq 0.5 G S \left( \frac{W}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,z}}{n} \quad \sigma_s = 6.98 \text{ MPa}$$

La rotación de servicio debido a la carga total sobre el eje transversal es:

$$\theta_{s,x} = 0.00976 \text{ radianes}$$

$$h_{\text{recub.}} = h_{\text{exterior}} = 3.175 \text{ mm} < \frac{1}{2} h_{\text{interior}} = 3.175 \text{ mm}$$

→ **NO aumentar para el valor de n la mitad para cada capa exterior!**

El número de capas interiores es:

$$n = 8 \text{ capas}$$

$$0.5 G S (L/h_n)^2 (\theta_{s,x}/n) = 6.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 6.98 \text{ MPa} \geq 6.9 \text{ MPa} \quad \textbf{¡O.K!}$$

### 5.10 VERIFIQUE LA ESTABILIDAD:

Para asegurar la estabilidad, el espesor total de la almohadilla no excederá el menor valor de L/3, W/3.

$$h_{\text{total}} \leq \frac{L}{3} \quad y \quad h_{\text{total}} \leq \frac{W}{3} \quad \begin{array}{l} L/3 = 83.61 \text{ mm} \\ W/3 = 104.78 \text{ mm} \end{array}$$

$$h_{\text{total}} = 85.725 \text{ mm}$$

$$h_{\text{total}} = 85.725 \text{ mm} \leq L/3 = 86.61 \text{ mm}$$

→ **¡O.K!**

$$h_{\text{total}} = 85.725 \text{ mm} \leq W/3 = 104.78 \text{ mm}$$

→ **¡O.K!**

### 5.11 VERIFIQUE EL REFUERZO:

El espesor del acero de refuerzo debe ser capaz de mantener los esfuerzos tensores inducidos por la compresión en el apoyo. El espesor del acero reforzado,  $h_s$ , debe satisfacer:

✓ En el Estado Límite de Servicio: 
$$h_s \geq \frac{3 h_{\text{máx}} \sigma_s}{F_y}$$

$$h_{\text{máx}} = 6.35 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = 6.98 \text{ MPa}$$

$$F_y = 248 \text{ MPa}$$

$$3 h_{\text{máx}} \sigma_s / F_y = 0.54 \text{ mm}$$

$$h_s = 3.175 \text{ mm} \geq 0.54 \text{ mm} \quad \textbf{¡O.K!}$$

✓ En el Estado Límite de Fatiga: 
$$h_s \geq \frac{2.0 h_{\text{máx}} \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

$$CV = 385605.81 \text{ N}$$

$$\sigma_L = 4.89 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_{TH} = 165 \text{ MPa}$$

$$2 h_{\max} \sigma_L / \Delta F_{TH} = 0.38 \text{ mm}$$

$$h_s = 3.175 \text{ mm} \geq 0.38 \text{ mm} \quad \text{¡O.K!}$$

### 5.12 DISEÑO PARA EL ANCLAJE:

Si la fuerza de corte factorada sostenida por la almohadilla deformada en el Estado Límite de Resistencia excede 1/5 de la fuerza vertical mínima,  $P_{sd}$ , debido a cargas permanentes, la almohadilla debe ser asegurada contra el movimiento horizontal.

$$P_{sd} = 142378.4 \text{ N}$$

La máxima fuerza de corte factorada sostenida por la almohadilla deformada en el Estado Límite de Resistencia es obtenida agregando viento en la superestructura y viento sobre la carga viva. La máxima fuerza de corte ocurrirá cuando el viento es tomado en 0 grados.

La fuerza de corte debido al viento sobre la superestructura es:

$$WS = 37260 \text{ N}$$

La fuerza de corte debido al viento sobre la carga viva es:

$$WL = 11315 \text{ N}$$

La fuerza de corte que controla es cualquiera de la Resistencia III ó Resistencia V:

Fuerza de corte factorada por apoyo para Resistencia III:

$$\gamma_{WS} = 1.4$$

$$\gamma_{WL} = 0.0$$

$$V_{\text{viento(Re sist. III)}} = \frac{(\gamma_{WS} WS + \gamma_{WL} WL)}{No_{\text{apoyos}}}$$

$$V_{\text{viento (Resist. III)}} = 26082 \text{ N}$$

Fuerza de corte factorada por apoyo para Resistencia V:

$$\gamma_{WS} = 0.4$$

$$\gamma_{WL} = 1.0$$

$$V_{\text{viento(Re sist. V)}} = \frac{(\gamma_{WS} WS + \gamma_{WL} WL)}{No_{\text{apoyos}}}$$

$$V_{\text{viento (Resist. V)}} = 13110 \text{ N}$$

$$\text{La fuerza de corte máxima es:} \rightarrow V_{\max} = \max(V_{\text{viento(Re sist. III)}}, V_{\text{viento(Re sist. V)}})$$

$$V_{\max} = 26082 \text{ N}$$

$$1/5 P_{sd} = 28475.68 \text{ N} \geq V_{\max} = 26082 \text{ N}$$

→ ¡La almohadilla NO debe ser asegurada contra el movimiento horizontal!



### 5.13 DISEÑO DE ANCLAJE PARA APOYOS FIJOS:

Los apoyos en el estribo son de expansión en la dirección longitudinal pero son fijos en la dirección transversal. Por lo tanto, los apoyos deben ser restringidos en la dirección transversal. En el paso anterior se vio que la almohadilla del apoyo de expansión no necesita ser asegurada contra el movimiento horizontal.

Para los puentes de un sólo tramo, independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, la mínima sollicitación de diseño en una unión entre superestructura y subestructura en la dirección en la cual la unión está restringida no deberá ser menor que el producto entre el coeficiente de sitio, el coeficiente de aceleración y la carga permanente tributaria.

Desde que todos los apoyos del estribo están restringidos en la dirección transversal, la carga permanente tributaria puede tomarse como la reacción en el apoyo. Esta carga transversal se usará para diseñar los tornillos de anclaje del apoyo.

Coeficiente de Sitio,  $S$ : 1.8  
Coeficiente de Aceleración,  $a_0$ : 0.18

Carga Muerta: 164753 N

La máxima carga transversal horizontal por apoyo es entonces:  $H_{transv}$ .

$H_{transv} = 53380$  N

La resistencia al corte de pernos de anclaje será determinada como se especifica en el Artículo 6.13.2.7.

La resistencia nominal al corte de un perno de alta resistencia o un perno **ASTM F1554** en el Estado Límite de Resistencia en conexiones cuya longitud entre los pasadores extremos medidos paralelos a la línea de acción de la fuerza está menos de 1270 mm se tomará como:

- Donde las roscas o hilos son excluidos del plano de corte:

$$R_n = 0.48 A_b F_{ub} N_s$$

Donde:

$A_b$  = área del perno correspondiente al diámetro nominal ( $\text{mm}^2$ )  
 $F_{ub}$  = resistencia a la tensión mínima especificada del perno especificado en el Artículo 6.4.3 (MPa)  
 $N_s$  = número de planos de corte por perno

Asumiremos dos pernos **ASTM F1554** con las siguientes características:

Resistencia a la tensión mínima:  $F_{ub}$  570 MPa

Diámetro del perno:  $\Phi_{perno}$  25.4 mm

$\Phi_s = 0.75$

$A_b = 506.7$   $\text{mm}^2$

$N_s = 2$  número de pernos

Entonces:

$$R_n = 277266 \quad \text{N}$$

$$R_r = \phi_s R_n$$

$$R_r = 207950 \quad \text{N}$$

$$R_r = 207950 \quad \text{N} \quad \geq \quad H_{\text{transv.}} = 53380 \quad \text{N}$$

→ **¡O.K!**

Una vez que la cantidad de pernos de anclaje y el tamaño son determinados, la longitud del perno de anclaje debe calcularse.

Como una aproximación, los esfuerzos en el apoyo pueden ser asumidos para variar linealmente de cero al final de la longitud embebida a su máximo valor en la superficie superior del concreto.

La resistencia del concreto en el apoyo se tomará como se especifica en el Artículo 5.7.5. El factor de modificación,  $m$ , será basado en los esfuerzos del apoyo distribuidos de forma no uniforme.

Si no hay armadura de confinamiento en el hormigón que soporta el dispositivo de apoyo, la resistencia a aplastamiento mayorada se deberá tomar como:

$$P_r = \phi_b P_n$$

Siendo:

$$P_n = 0.85 f'_c A_1 m$$

Donde:

$P_n$  = resistencia nominal al aplastamiento (N)

$A_1$  = área debajo del dispositivo de apoyo ( $\text{mm}^2$ )

$m$  = factor de modificación

$f'_c$  = 21 MPa

$\Phi_b$  = 0.7

$m$  = 0.75 (suposición conservadora)

$$Esfuerzo_{\text{apoyo}} = \frac{\phi_b P_n}{A_1} = \phi_b 0.85 f'_c m$$

Entonces:

$$\text{Esfuerzo}_{\text{apoyo}} = 9.37 \text{ MPa}$$

La carga total transversal horizontal es:

$$H_{\text{transv}} = 53380 \text{ N}$$

La carga transversal por perno de anclaje es entonces:

$$C_{\text{arg } a_{1\text{perno}}} = \frac{H_{\text{transv}}}{N_s}$$

$$\text{Carga}_{a_{1\text{perno}}} = 26690 \text{ N}$$

Usando la aproximación de esfuerzos en el apoyo anterior, el área de perno de anclaje requerida para resistir la carga horizontal transversal puede ser calculada.

$$A_1 = \frac{C_{\text{arg } a_{1\text{perno}}}}{\left( \frac{\text{Esfuerzo}_{\text{apoyo}}}{N_s} \right)}$$

$$A_1 = 5696.9 \text{ mm}^2$$

$A_1$  es el producto del diámetro del perno de anclaje y la longitud del mismo, el perno de anclaje está embebido dentro de la viga de asiento del pedestal de concreto. Como ya conocemos el diámetro del perno de anclaje, podemos calcular la longitud embebida requerida.

$$L_{\text{embebida}} = \frac{A_1}{\phi_{\text{perno}}}$$

$$L_{\text{embebida}} = 224 \text{ mm}$$

Usaremos una longitud embebida de: 230 mm

#### 5.14 DISEÑO DE LA PLACA DEL APOYO:

Ahora determinaremos el espesor de la placa del apoyo. La placa del apoyo tiene dimensiones en planta que son ligeramente más grande que la almohadilla del apoyo para proveer espaciamiento adecuado para la conexión de conectores soldados plegados. Generalmente, 1" es proporcionada en todos los lados para este propósito.

$$\text{Longitud de la Placa del apoyo: B} = 406.4 \text{ mm} = 16 \text{ in}$$

Para el ancho de la placa del apoyo debemos tener en cuenta el diámetro del perno y la distancia libre del mismo hacia la cara de la almohadilla elastomérica y hacia el borde exterior de la placa en la dirección transversal, por lo tanto, proponemos aumentar en 2½" más el ancho de la placa:

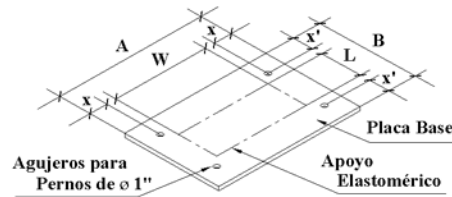
$$\text{Ancho de la Placa del apoyo: A} = 701.675 \text{ mm} = 27.625 \text{ in}$$

La placa del apoyo es asumida para actuar como un voladizo que transporta las presiones de la almohadilla del apoyo a la parte de atrás de la placa. La longitud de la placa en voladizo,  $L_{pv}$ , es entonces:

$$L_{pv} = 77.788 \text{ mm}$$

El momento en la placa en voladizo es:

$$M_{pv} = \sigma_s \frac{L_{pv}^2}{2}$$



$$\sigma_s = 6.98 \text{ MPa}$$

$$M_{pv} = 21117.9 \text{ N.mm/mm (ancho)}$$

El espesor de la placa requerida se encuentra encontrando el espesor de la placa que tiene el suficiente módulo de sección para llevar el momento.

El módulo de sección requerido es:

$$S_{req} = \frac{M_{pv}}{f_s}$$

El máximo esfuerzo flexionante admisible de las Especificaciones Estándares es usado para el tamaño de la placa:

$$f_s = 0.55 F_y$$

Donde:

$$F_y = 248 \text{ MPa}$$

Entonces:

$$f_s = 136.4 \text{ MPa}$$

$$S_{req} = 154.823 \text{ mm}^3$$

El espesor requerido para la placa es:

$$E_{req} = \sqrt{6 * S_{req}}$$

$$E_{req} = 30 \text{ mm}$$

El espesor mínimo para placas de apoyos es 38,1 mm (1½"). Cuando un espesor mayor es requerido, aumente el espesor de la placa en incrementos de 6,35 mm (¼").

**Usar un espesor de placa de apoyo de:** 40 mm 1.57 plg

## 5.4 Metodología para el diseño de la subestructura

Para ilustrar la aplicación de la Norma **AASHTO LRFD 2014** 7ma. Edición en el diseño de subestructuras de puentes, se realizará el diseño de un estribo de concreto reforzado utilizando el enfoque pseudo – estático de Mononobe – Okabe para determinar las cargas dinámicas provocadas por las aceleraciones del suelo. El estribo a diseñar corresponde a un puente de claro simple de 15.50 m de longitud.

En la etapa de diseño de la subestructura del puente, es decir, diseño de estribos y muros de ala de concreto reforzado, se utilizarán los criterios establecidos en la Norma **AASHTO LRFD 2014** con el fin de realizar una adecuada idealización de los elementos principales y a su vez cumplir con las revisiones de estabilidad y resistencia de materiales necesarias para asegurarse de que la estructura en general está diseñada eficientemente.

### 5.4.1 Consideraciones iniciales de diseño

La subestructura de un puente debe ser proyectada para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas para los Estados Límites previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente.

Los estribos, pilas y muros de ala (aletones de concreto) se deberán diseñar de manera que soporten los empujes laterales del suelo (EH, ES, LS) y las presiones hidrostáticas, incluyendo el peso de cualquier sobrecarga de suelo, el peso propio del muro, los efectos de contracción y temperatura y las cargas sísmicas. A continuación se describen de forma breve algunas de las cargas actuantes de mayor relevancia en el diseño de estribos y aletones.

## 5.4.2 Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 0,0019 MPa. (LRFD Arto. 3.8.1.2.3)

### 5.4.2.1 Empuje del suelo: EH

En este caso, se utilizará el coeficiente de empuje activo sísmico,  $K_{AE}$ , especificado en el LRFD A11.1.1.1-1, ya que este coeficiente se basa en el Análisis de Mononobe – Okabe.

### 5.4.2.2 Sobrecarga uniforme: ES

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante. (LRFD Arto. 3.11.6.1)

Este empuje constante se puede tomar como:  $\Delta_p = k_s q_s$

### 5.4.2.3 Sobrecarga viva: LS

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. Si la sobrecarga es para una carretera su intensidad deberá ser consistente con los requisitos del LRFD Artículo 3.6.1.2.

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como: (LRFD Arto. 3.11.6.4)

$$\Delta_p = k \gamma_s g h_{eq} \times 10^{-9}$$

#### 5.4.2.4 Análisis por Mononobe – Okabe

El análisis de Mononobe – Okabe es una ampliación de la teoría de la cuña deslizando de Coulomb que toma en cuenta las fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo, que multiplicados por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb.

Considerando el equilibrio de la cuña de suelo detrás del estribo, se puede obtener un valor  $E_{AE}$  de la fuerza activa que ejerce el estribo sobre la masa de suelo y viceversa. Cuando el estribo está en el punto de falla  $E_{AE}$  se puede calcular mediante la siguiente expresión: (LRFD A11.3.1-1)

$$E_{AE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \times 10^{-9}$$

Donde:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

Luego de calcular las cargas actuantes permanentes, transitorias y accidentales, se procede a combinar dichas cargas considerando todas las combinaciones aplicables para los Estados Límites previstos en el proyecto. Posteriormente, se revisa la estabilidad global de la subestructura de manera que no se presenten las condiciones de fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base.

A continuación se describen las condiciones que deben cumplirse por Normativa, para que la subestructura no incurra en los estados de fallas anteriores.

#### 5.4.3 Estabilidad y requisitos de seguridad

Los estribos, pilas y muros de ala se deberán investigar para ver si ocurrirán desplazamientos verticales y laterales excesivos en el Estado Límite de Servicio; también se deberá verificar su estabilidad global en el Estado Límite de Servicio. (LRFD Arto. 11.5.2)

Las zapatas sujetas a cargas excéntricas se deberán diseñar de manera de asegurar que: (**LRFD Arto. 10.6.1.3**)

- La capacidad de carga mayorada sea mayor o igual que las solicitaciones debidas a las cargas mayoradas, y
- Para las zapatas en suelos, la excentricidad de la zapata, evaluada en base a las cargas mayoradas sea menor que 1/4 de la correspondiente dimensión de la zapata, B o L.

#### 5.4.4 Evaluación de la excentricidad

Usando ecuaciones previstas en la Norma AASHTO, la excentricidad actuante “e” debe ser menor a la excentricidad admisible ( $e_{adm.} = 1/4 B$  o  $1/4 L$ ).

$$e = \frac{B}{2} - x_r \rightarrow \text{Donde: } x_r = \frac{M_v - M_h}{V}$$

#### 5.4.5 Falla por deslizamiento

Las fallas por deslizamiento ocurren cuando las solicitaciones debidas a las cargas con componente horizontal superan el valor más crítico entre la resistencia al corte mayorada de los suelos o la resistencia al corte mayorada en la interfaz entre el suelo y la fundación. (**LRFD C10.6.3.4**)

La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento,  $R_R$ , en N, se puede tomar como: (**LRFD Arto. 10.6.3.4**)

$$R_R = \phi R_n = \phi_\tau R_\tau + \phi_{ep} R_{ep}$$

$\phi_\tau$  = factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación especificado en el **LRFD Tabla 10.5.5.2.2-1**

$R_\tau$  = resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación (N)

$\phi_{ep}$  = factor de resistencia para la resistencia pasiva especificado en el **LRFD Tabla 10.5.5.2.2-1**



$R_{ep}$  = resistencia pasiva nominal del suelo disponible durante la totalidad de la vida de diseño de la estructura (N)

En este caso, para que la falla por deslizamiento no tenga lugar, la resistencia factorada  $R_R$  debe ser mayor que las fuerzas horizontales generadas por las componentes de peso propio de la estructura y del empuje lateral del suelo.

#### 5.4.6 Capacidad de carga de los suelos debajo de las zapatas

La capacidad de carga mayorada,  $q_R$ , en el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como: (**LRFD Arto. 10.6.3.1.1**)

$$q_R = \phi q_n = \phi q_{ult}$$

Donde:

$\Phi$  = factor de resistencia especificado en el **LRFD Artículo 10.5.5.2.2**

$q_n = q_{ult}$  = capacidad de carga nominal (MPa)

Los factores de resistencia para los diferentes tipos de sistemas de fundación en el Estado Límite de Resistencia se deberán tomar como se especifica en la **Tabla 10.5.5.2.2-1. (LRFD Arto. 10.5.5.2.2)**

La capacidad de carga se deberá investigar en el Estado Límite de Resistencia utilizando cargas y resistencias mayoradas.

La presión actuante se deberá calcular de la siguiente manera:  $\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e}$

Dónde:

$\Sigma V$ : sumatoria de las fuerzas verticales.

La capacidad de carga mayorada,  $q_R$ , en el Estado Límite de Resistencia deberá ser mayor que la presión actuante  $\sigma_v$ .

#### 5.4.7 Resistencia a flexión de la subestructura

Una vez satisfechos los requerimientos de estabilidad global de la subestructura, se procede al cálculo del acero de refuerzo en cada uno de los componentes del estribo en base a la resistencia de los materiales adoptados, asimismo, se hace la revisión del espesor de cada elemento de manera que cumpla con los requerimientos de cortante establecidos por la Norma AASHTO LRFD.

En este requisito la resistencia a la flexión mayorada,  $M_r$ , debe ser mayor que la sollicitación mayorada total debido a las cargas actuantes o del momento de agrietamiento, el que dé menor,  $Q$ .

Para obtener la resistencia a la flexión mayorada se deberá multiplicar la resistencia nominal por el factor de resistencia especificado en el **LRFD Artículo 5.5.4.2.1**.

$$M_r = \phi M_n$$

## DISEÑO DE ESTRIBO DE CONCRETO REFORZADO: "PUENTE SANTA ROSA"

### 1). DATOS GENERALES:

Norma de diseño: **AASHTO LRFD 2014**

Diseño por factores de Carga y Resistencia.

**Unidades:**

**SI**

$$MPa = \frac{N}{mm^2}$$

### 1.1 DATOS COMPLEMENTARIOS:

Resistencia del Hormigón: $f'_c$	3000	lb/plg <sup>2</sup> =	21	MPa	
Punto de fluencia del acero de refuerzo: $f_y$	60000	lb/plg <sup>2</sup> =	414	MPa	MPa
Módulo de elasticidad del acero: $E_s$	200000	MPa			

Propiedades de los Materiales		
Peso Específico del concreto	2400	kg/m <sup>3</sup>
Resistencia del concreto a la compresión (28	21	MPa
Fluencia del acero de refuerzo	414	MPa
Requisitos de recubrimiento del acero de Refuerzo		
Recubrimiento trasero del muro	60	mm
Recubrimiento trasero del cuerpo	75	mm
Recubrimiento superior de la base	75	mm
Recubrimiento inferior de la base	75	mm
Datos Relevantes de la Superestructura		
Espaciamiento de las vigas	2000	mm
Número de vigas	2	vigas
Longitud del claro	15500	mm
Altura del barrera Tipo New Jersey	813	mm
Peso de baranda (Barrera New Jersey + baranda peatonal)	275.73	kg/m
Ancho de la cubierta de afuera a afuera	5000	mm
Altura de Estribos y Muros de Ala		
Altura de la proa (cuerpo) del estribo	7600	mm
Altura de diseño del cuerpo del aletón	7000	mm
Longitud de Estribos y Muros de Ala		
Longitud del estribo	5000	mm
Longitud del aletón	5000	mm

### 2). SELECCIONE EL TIPO ÓPTIMO DE ESTRIBO:

Para el diseño se ha seleccionado un estribo de concreto reforzado considerado como el más óptimo.

### 3). SELECCIONE LAS DIMENSIONES PRELIMINARES DEL ESTRIBO:

#### DIMENSIONES DE PRUEBA:

$a_0 =$	300	mm
$a_1 =$	750	mm
$H_{\text{asumido}} =$	7600	mm
$h_0 =$	1240	mm
$h_1 =$	500	mm
$b_0 =$	350	mm
$b_1 =$	700	mm
$h_c =$	5110	mm
$B_0 =$	2150	mm
$B_1 =$	700	mm
$B_2 =$	2150	mm
$t =$	750	mm
$H_{\text{final}} =$	7600	mm
$B =$	5000	mm

#### 4). CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE CARGA MUERTA:

Viga Exterior:

		Estado Límite de Resistencia I:			
$R_{DC} =$	176443.2813	N	$R_{DW} =$	35398.125	N

Viga Interior:

$R_{DC} =$	0	N	$R_{DW} =$	0	N
------------	---	---	------------	---	---

$R_{DC} \text{ (Total)} =$	70.58	N/mm
----------------------------	-------	------

$R_{DW} \text{ (Total)} =$	14.16	N/mm
----------------------------	-------	------

Carga muerta del muro de respaldo (pared trasera):  $CM_{\text{muro}}$

Aceleración de la Gravedad:  $g$  9.8066 m/seg<sup>2</sup>

$1 \text{ m}^3 =$	1.00E+09	mm <sup>3</sup>
-------------------	----------	-----------------

Peso Específico del Concreto:  $\gamma_c$  2400 kg/m<sup>3</sup> = 2.354E-05 N/mm<sup>3</sup>

$CM_{\text{muro}} =$	21.12	N/mm
----------------------	-------	------

Carga muerta del cuerpo del estribo:  $CM_{\text{cuerpo}}$

$CM_{\text{cuerpo}} =$	84.2	N/mm
------------------------	------	------

Carga muerta de la base del estribo:  $CM_{\text{base}}$

$CM_{\text{base}} =$	88.28	N/mm
----------------------	-------	------

Carga muerta del suelo:  $CM_{\text{suelo}}$

Peso Específico del Suelo:  $\gamma_s$    $\text{kg/m}^3 = 1.765\text{E-}05$   $\text{N/mm}^3$

$CM_{\text{suelo}} =$    $\text{N/mm}$

### 5). CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE CARGA VIVA:

Número de carriles cargados:

IM =  %

m =

Carga de  N

Carga de Carril:   $\text{N/mm}$

$R_{LL}$  (pared trasera) =   $\text{N/mm}$

Las cargas aplicadas se dan a continuación:

$V_{\text{camión(máx)}} =$   N

$V_{\text{carril(máx)}} =$   N

$V_{\text{camión(mín)}} =$   N

$V_{\text{carril(mín)}} =$   N

Las cargas vivas máximas y mínimas que controlan son para dos carriles cargados.

Las cargas son multiplicadas por el factor de presencia múltiple.

Máxima carga viva sin factorar usada para el diseño del cuerpo de estribo:

$r_{LL(\text{máx})} =$   N (para un carril cargado)

$R_{LL}(\text{máx}) =$    $\text{N/mm}$

Mínima carga viva sin factorar que representa la elevación usada para el diseño del cuerpo de estribo:

$r_{LL(\text{mín})} =$   N (para un carril cargado)

$R_{LL}(\text{mín}) =$    $\text{N/mm}$

Máxima carga viva sin factorar usada para el diseño de la base del estribo:

$r_{LL(\text{máx1})} =$   N (para un carril cargado)

$R_{LL}(\text{máx1}) =$    $\text{N/mm}$

Mínima carga viva sin factorar usada para el diseño de la base del estribo:

$r_{LL(\text{mín1})} =$   N (para un carril cargado)

$R_{LL}(\text{mín1}) =$    $\text{N/mm}$

## 6). CÁLCULO DE OTROS EFECTOS DE CARGA:

Fuerza de Frenado: **BR**

Camión de Diseño:

Eje delantero: 35000 N  
Ejes traseros: 145000 N

Tándem de Diseño:

Ambos ejes: 110000 N

$$BR_{\text{camión}} = 25\% \text{ del camión de diseño}$$

$$BR_{\text{camión}} = 81250 \quad \text{N}$$

$$BR_{\text{tándem}} = 25\% \text{ del tándem de diseño}$$

$$BR_{\text{tándem}} = 55000 \quad \text{N}$$

$$BR_{\text{camión} + \text{carril}} = 5\% (\text{camión de diseño} + \text{carga del carril})$$

$$BR_{\text{camión} + \text{carril}} = 23457.5 \quad \text{N}$$

$$BR_{\text{tándem} + \text{carril}} = 5\% (\text{tándem de diseño} + \text{carga del carril})$$

$$BR_{\text{tándem} + \text{carril}} = 18207.5 \quad \text{N}$$

$$BR_{(\text{máx})} = 81250 \quad \text{N}$$

Carga de Viento en la Superestructura: **WS**

$$D_{\text{total}} = 2003.2 \quad \text{mm}$$

$$L_{\text{viento}} = 7750 \quad \text{mm}$$

El área de viento es:  $A_{\text{viento}} = 15524800 \quad \text{mm}^2$

La presión horizontal del viento es  $P_D = 3.382\text{E-}03 \quad \text{MPa}$

La carga de viento total es:

$$WS_{\text{total}} = 6.77 \quad \text{N/mm} > 4.4 \quad \text{N/mm}$$

**Usar:**  $WS_{\text{total}} = 6.77 \quad \text{N/mm}$

La carga de viento de la superestructura que actúa en el estribo depende del ángulo de ataque del viento. La presión del viento puede ser aplicada a cualquier cara de la superestructura.

Cargas de viento de la superestructura para el diseño del estribo:

Angulo de ataque del viento (°)	Eje Transv. del puente	Eje Longit. del puente (N)
0	37260	0
15	32602	4657
30	31050	9315
45	24840	12420
60	12420	13972

Carga de Viento en el estribo (Subestructura): **WS**

El área de viento expuesta en la elevación final del estribo es:

$$A_{\text{viento (sub.)}} = 5404000 \text{ mm}^2$$

Cargas de viento de la subestructura para el diseño del estribo:

Angulo de ataque del viento (°)	Eje Transv. del puente	Eje Longit. del puente (N)
0	10268	0
15	9918	2657
30	8892	5134
45	7260	7260
60	5134	8892

Presión de Viento sobre los vehículos: **WL**

$$L_{\text{viento}} = 7750 \text{ mm}$$

Diseño de Cargas de viento vehiculares para varios ángulos de ataque del viento:

Angulo de ataque del viento (°)	Eje Transv. del puente	Eje Longit. del puente (N)
0	11315	0
15	9920	1395
30	9300	2713
45	7440	3643
60	3875	4263

Presión Vertical del Viento:

$$W_{\text{vertical}} = 4.8 \text{ N/mm}$$

Cargas Sísmicas: **EQ**

El coeficiente sísmico a utilizar será:

c =	0.324
-----	-------

El ancho de asiento empírico del puente se deberá tomar como:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H)(1 + 0.000125S^2)$$

L =	15500	mm
H =	0.0	mm
S =	0	°

N = 230 mm Mínima longitud de soporte requerida de la viga

$a_1 = 750 \text{ mm} \geq N = 230 \text{ mm}$

→ ¡O.K!

$a_1 = 750 \text{ mm} \geq L_{\text{almohad.}} = 250.825 \text{ mm}$

→ ¡O.K!

Empuje del Suelo: **EH**

Cargas debidas al empuje lateral del suelo: **E**

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo.

#### **Empuje del Suelo: EH (Análisis de Mononobe-Okabe)**

Considerando el equilibrio de la cuña de suelo detrás del estribo ilustrado en la **Figura A11.1.1.1-1**, se puede obtener un valor  $E_{AE}$  de la fuerza activa que ejerce el estribo sobre la masa de suelo y viceversa. Cuando el estribo está en el punto de falla  $E_{AE}$  se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \times 10^{-9}$$

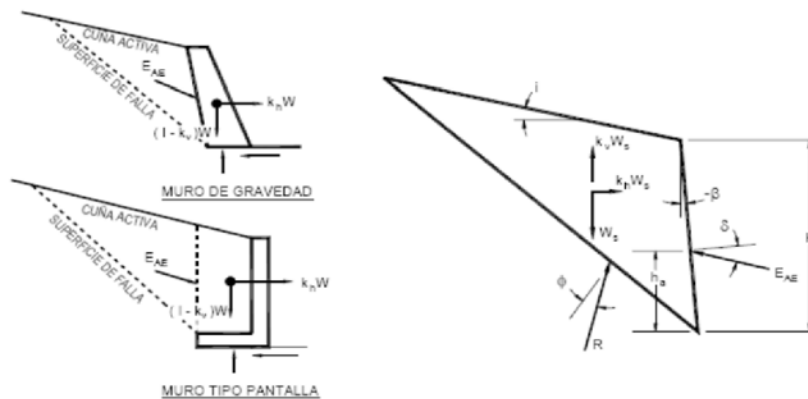


Figura A11.1.1.1-1 – Diagrama de fuerzas de la cuña activa



Donde:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)} \right]^2}$$

g = 9.8066 m/seg<sup>2</sup>  
 γ = 1800 kg/m<sup>3</sup>  
 Φ = 32 °

$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right)$  Donde:  $k_h = 1.66 A \left( \frac{A}{d} \right)^{0.25}$

A = máxima aceleración sísmica  
 k<sub>h</sub> = coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adimensional)  
 d = desplazamiento lateral del muro (mm)

A = 0.324  
 d = 38 mm

k<sub>h</sub> = 0.163  
 k<sub>v</sub> = 0

Entonces:

θ = 9.26 °  
 δ = 4.63 °  
 i = 0 °  
 β = 0 °

cos<sup>2</sup>(Φ - θ - β) = 0.85058  
 cos θ = 0.98697  
 cos<sup>2</sup> β = 1

cos(δ + β + θ) = 0.97076

sin(Φ + δ) = 0.59665

sin(Φ - θ - i) = 0.38655  
 cos(i - β) = 1

$\left[ 1 + \frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)} \right]^2 = 2.21243$

K<sub>AE</sub> = 0.4013

$$E_{AE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \times 10^{-9}$$

$$H_{(\text{muro de respaldo})} = 1240 \text{ mm} \quad (\text{Sólo considerando la altura } h_0)$$

$E_{AE (\text{respaldo})} =$	5.45	N/mm
------------------------------	------	------

$$H_{(\text{muro} + \text{cuerpo})} = 6850 \text{ mm}$$

$E_{AE (\text{cuerpo})} =$	166.19	N/mm
----------------------------	--------	------

$$H_{(\text{muro} + \text{cuerpo} + \text{base})} = 7600 \text{ mm}$$

$E_{AE (\text{base})} =$	204.58	N/mm
--------------------------	--------	------

Cargas debidas a la sobrecarga uniforme: **ES**

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante. Este empuje constante se puede tomar como:

$$\Delta_p = k_s q_s$$

- $\Delta_p =$  empuje horizontal constante debido a la sobrecarga uniforme (MPa)  
 $k_s =$  coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga  
 $q_s =$  sobrecarga uniforme aplicada sobre la superficie superior de la cuña de suelo activa (MPa)

Cargas debidas a la sobrecarga viva: **LS**

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

$$\Delta_p = k \gamma_s g h_{eq} \times 10^{-9}$$

- $\Delta_p =$  empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa)  
 $\gamma_s =$  densidad total del suelo ( $\text{kg/m}^3$ )  
 $k =$  coeficiente de empuje lateral del suelo  
 $h_{eq} =$  altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm)  
 $g =$  aceleración de la gravedad ( $\text{m/seg}^2$ )

La carga de sobrecarga viva en la parte inferior del muro de respaldo es:

$k = k_{AE} = 0.4013$   
 $\gamma_s = 1800 \text{ kg/m}^3$   
 $g = 9.8066 \text{ m/seg}^2$

Altura del estribo (mm)	$h_{eq}$ (mm)
1500	1200
<b>1740</b>	<b>1152</b>
3000	900

$$h_{eq} = 1152 \text{ mm}$$

El empuje horizontal constante del suelo es:

$$\Delta_p (\text{respaldo}) = 0.0082 \text{ MPa}$$

La carga lateral debida a la sobrecarga viva es:

$$h_{(\text{muro de respaldo})} = 1740 \text{ mm}$$

$$R_{LS(\text{respaldo})} = 14.27 \text{ N/mm}$$

La carga de sobrecarga viva en la parte inferior del cuerpo del estribo es:

$$\begin{aligned} k = k_{AE} &= 0.4013 \\ \gamma_s &= 1800 \text{ kg/m}^3 \\ g &= 9.8066 \text{ m/seg}^2 \\ h_{eq} &= 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

El empuje horizontal constante del suelo es:

$$\Delta_p (\text{cuerpo}) = 0.0043 \text{ MPa}$$

La carga lateral debida a la sobrecarga viva es:

$$h_{(\text{muro} + \text{cuerpo})} = 6850 \text{ mm}$$

$$R_{LS(\text{cuerpo})} = 29.46 \text{ N/mm}$$

La carga de sobrecarga viva en la parte inferior de la base del estribo es:

$$\begin{aligned} k = k_{AE} &= 0.4013 \\ \gamma_s &= 1800 \text{ kg/m}^3 \\ g &= 9.8066 \text{ m/seg}^2 \\ h_{eq} &= 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

El empuje horizontal constante del suelo es:

$$\Delta_p (\text{base}) = 0.0043 \text{ MPa}$$

La carga lateral debida a la sobrecarga viva es:

$$h_{(\text{muro} + \text{cuerpo} + \text{base})} = 7600 \text{ mm}$$

$$R_{LS(\text{base})} = 32.68 \text{ N/mm}$$

Cargas debidas a la temperatura: **TU**

$$\varepsilon = 1.17E-05 \text{ mm/mm/}^{\circ}\text{C}$$

$$t_{\text{ambiente}} = 27 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (\text{Temperatura ambiente asumida para la viga de acero})$$

Los rangos de temperatura serán los especificados en la **Tabla 3.12.2.1-1**. Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se deberá utilizar la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica de la construcción supuesta para el diseño.

Utilizaremos el Rango de Temperatura para clima moderado para el **ace**

$$\begin{aligned} \text{Cálculo de la expansión: } \Delta_{\text{exp}} &= \varepsilon \Delta_t L_{\text{claro}} & \Delta_t &= 23 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ & & L_{\text{claro}} &= 15500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\Delta_{\text{exp}} = 4.2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Cálculo de la contracción: } \Delta_{\text{contr}} &= \varepsilon \Delta_t L_{\text{claro}} & \Delta_t &= 45 \text{ }^{\circ}\text{C} \end{aligned}$$

$$\Delta_{\text{contr}} = 8.2 \text{ mm}$$

Una vez que la expansión y la contracción son conocidas, las cargas debidas a la temperatura pueden ser calculadas basadas en la siguiente ecuación:

$$H_u = G A \frac{\Delta_u}{h_{rt}}$$

Antes que las cargas debidas al aumento y descenso de temperatura puedan ser calculadas, las propiedades del apoyo de neopreno son necesarias.

$$G = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\text{Longitud de la almohadilla (dirección longitudinal del puente): } L_{\text{almohad.}} = 250.825 \text{ mm}$$

$$\text{Ancho de la almohadilla (dirección transversal del puente): } W_{\text{almohad.}} = 314.325 \text{ mm}$$

$$A_{\text{apoyo}} = 78841 \text{ mm}^2$$

$$\text{Espesor de recubrimiento del elastómero: } h_{\text{recub.}} = 3.175 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor de la capa interna del elastómero: } h_{\text{interior.}} = 6.35 \text{ mm}$$

$$\text{Número de capas de acero de refuerzo: } N_{\text{capa}} = 9$$

$$\text{Espesor del acero de refuerzo: } h_{\text{refuerzo.}} = 3.175 \text{ mm}$$

$$h_{rt} = 57.15 \text{ mm}$$

- Carga debida al aumento de temperatura:

$$H_{u(\text{aumento temp.})} = 3824 \quad \text{N} \quad (\text{por apoyo})$$

$$H_{u(\text{aum. temp. total})} = 1.53 \quad \text{N/mm}$$

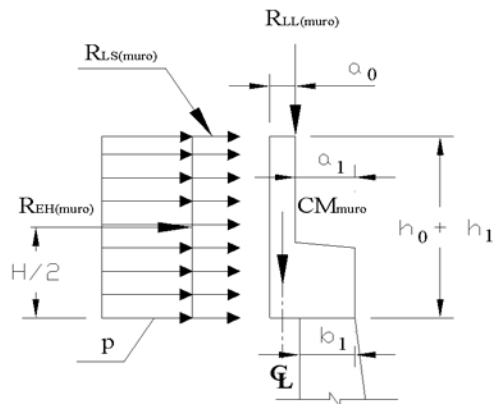
- Carga debida al descenso de temperatura:

$$H_{u(\text{descenso temp.})} = 7466 \quad \text{N} \quad (\text{por apoyo})$$

$$H_{u(\text{desc. temp. total})} = 2.99 \quad \text{N/mm}$$

## 7). ANALICE Y COMBINE LOS EFECTOS DE FUERZA:

Parte inferior del muro de respaldo del estribo:



Las cargas que son requeridas incluyen:

$$CM_{\text{muro}} = DC_{\text{muro}} = 21.12 \quad \text{N/mm}$$

$$R_{LL}(\text{pared trasera}) = 58.69 \quad \text{N/mm}$$

$$R_{EH}(\text{respaldo}) = 5.45 \quad \text{N/mm}$$

$$R_{LS}(\text{respaldo}) = 14.27 \quad \text{N/mm}$$

Efectos de fuerza de **Resistencia I** en el muro de respaldo del estribo:

La fuerza vertical factorada en la base del muro de respaldo es:  $F_{v(\text{muro})}$

$$F_{v(\text{muro})} = 129.11 \quad \text{N/mm}$$

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base del muro de respaldo es:  $V_{u(\text{muro})}$

$$V_{u(\text{muro})} = 33.15 \quad \text{N/mm}$$

Entonces:

$$F_{v(\text{muro})} = 129.11 \quad \text{N/mm}$$

$$V_{u(\text{muro})} = 33.15 \quad \text{N/mm}$$

El momento factorado en la base del muro de respaldo es:  $M_{u(muro)}$   $H = 1.74 \text{ mm}$

$$M_{u(muro)} = 39999.13 \text{ N.mm/mm}$$

Entonces:

$$M_{u(muro)} = \boxed{39999 \text{ N.mm/mm}}$$

Efectos de fuerza de **Resistencia III** en el muro de respaldo del estribo:

La fuerza vertical factorada en la base del muro de respaldo es:  $F_{v(muro)}$

$$F_{v(muro)} = 26.4 \text{ N/mm}$$

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base del muro de respaldo es:  $V_{u(muro)}$

$$V_{u(muro)} = 8.18 \text{ N/mm}$$

Entonces:

$$F_{v(muro)} = \boxed{26.4 \text{ N/mm}}$$

$$V_{u(muro)} = \boxed{8.18 \text{ N/mm}}$$

El momento factorado en la base del muro de respaldo es:  $M_{u(muro)}$   $H = 1.74 \text{ mm}$

$$M_{u(muro)} = 7112.25 \text{ N.mm/mm}$$

Entonces:

$$M_{u(muro)} = \boxed{7112 \text{ N.mm/mm}}$$

Efectos de fuerza de **Resistencia V** en el muro de respaldo del estribo:

La fuerza vertical factorada en la base del muro de respaldo es:  $F_{v(muro)}$

$$F_{v(muro)} = 105.63 \text{ N/mm}$$

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base del muro de respaldo es:  $V_{u(muro)}$

$$V_{u(muro)} = 27.44 \text{ N/mm}$$

Entonces:

$$F_{v(muro)} = \boxed{105.63 \text{ N/mm}}$$

$$V_{u(muro)} = \boxed{27.44 \text{ N/mm}}$$

El momento factorado en la base del muro de respaldo es:  $M_{u(\text{muro})}$   $H = 1.74 \text{ mm}$

$$M_{u(\text{muro})} = 32482.13 \text{ N.mm/mm}$$

Entonces:

$$M_{u(\text{muro})} = \boxed{32482 \text{ N.mm/mm}}$$

Efectos de fuerza de **Servicio I** en el muro de respaldo del estribo:

La fuerza vertical factorada en la base del muro de respaldo es:  $F_{v(\text{muro})}$

$$F_{v(\text{muro})} = 79.81 \text{ N/mm}$$

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base del muro de respaldo es:  $V_{u(\text{muro})}$

$$V_{u(\text{muro})} = 19.72 \text{ N/mm}$$

Entonces:

$$F_{v(\text{muro})} = \boxed{79.81 \text{ N/mm}}$$

$$V_{u(\text{muro})} = \boxed{19.72 \text{ N/mm}}$$

El momento factorado en la base del muro de respaldo es:  $M_{u(\text{muro})}$   $H = 1.74 \text{ mm}$

$$M_{u(\text{muro})} = 23534 \text{ N.mm/mm}$$

Entonces:

$$M_{u(\text{muro})} = \boxed{23534 \text{ N.mm/mm}}$$

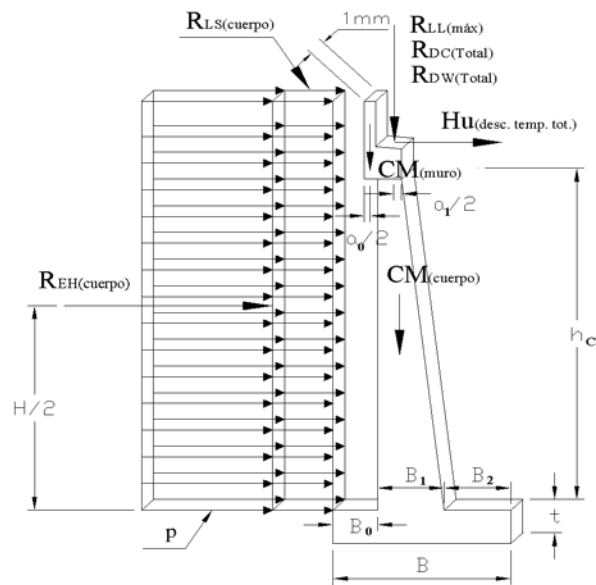
La máxima fuerza vertical factorada en el muro de respaldo, fuerza cortante, y momento para el Estado Límite de Resistencia es:

$$F_{v(\text{muro})} = \boxed{129.11 \text{ N/mm}}$$

$$V_{u(\text{muro})} = \boxed{33.15 \text{ N/mm}}$$

$$M_{u(\text{muro})} = \boxed{39999 \text{ N.mm/mm}}$$

Parte inferior del cuerpo del estribo:



Las cargas que son requeridas incluyen:

$CM_{muro} = DC_{muro}$	21.12	N/mm
$CM_{cuerp} = DC_{cuerpo}$	84.2	N/mm
$R_{DC} (Total) =$	70.58	N/mm
$R_{DW} (Total) =$	14.16	N/mm
$R_{LL} (máx) =$	92.55	N/mm
$R_{EH(cuerpo)} =$	166.19	N/mm
$R_{LS(cuerpo)} =$	29.46	N/mm
$H_{u(desc. temp. total)} =$	2.99	N/mm

Efectos de fuerza de Resistencia I en el cuerpo del estribo:

La fuerza vertical factorada en la base del cuerpo del estribo es:  $F_{v(cuerpo)}$

$$F_{v(cuerpo)} = 403.08 \quad \text{N/mm}$$

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base del cuerpo del estribo es:  $V_{u(cuerpo)}$

$$V_{u(cuerpo)} = 302.34 \quad \text{N/mm}$$

Entonces:

$$F_{v(cuerpo)} = \boxed{403.08 \quad \text{N/mm}}$$

$$V_{u(cuerpo)} = \boxed{302.34 \quad \text{N/mm}}$$

El momento factorado alrededor del eje transversal del puente en la base del cuerpo del estribo es: Antes debemos calcular el punto de aplicación de la carga  $DC_{(cuerpo)}$ , y entonces podremos calcular el momento sobre el eje transversal en la base del cuerpo.



$$x, y = \frac{\sum A d}{\sum A}$$

El centroide del cuerpo del estribo es:

$$\begin{aligned} x &= 350 \text{ mm} \\ y &= 2555 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$a_0/2 + b_0/7 + x = 550 \text{ mm}$$

$$x - 3a_1/7 = 28.6 \text{ mm}$$

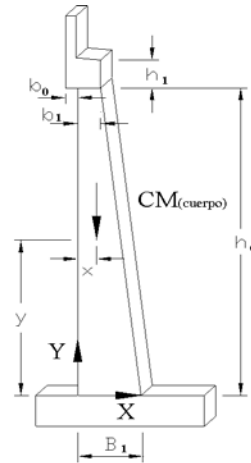
$$H = 6850 \text{ mm}$$

$$h_c - B_0 = 2960 \text{ mm}$$

$$M_{u(\text{cuerpo})} = 1036326.2 \text{ N.mm/mm}$$

Entonces:

$$M_{u(\text{cuerpo})} = \boxed{1036326 \text{ N.mm/mm}}$$



Efectos de fuerza de Resistencia III en el cuerpo del estribo:

La fuerza vertical factorada en la base del cuerpo del estribo es:  $F_{v(\text{cuerpo})}$

$$F_{v(\text{cuerpo})} = 241.12 \text{ N/mm}$$

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base del cuerpo del estribo es:  $V_{u(\text{cuerpo})}$

$$V_{u(\text{cuerpo})} = 250.78 \text{ N/mm}$$

Entonces:

$$F_{v(\text{cuerpo})} = \boxed{241.12 \text{ N/mm}}$$

$$V_{u(\text{cuerpo})} = \boxed{250.78 \text{ N/mm}}$$

El momento factorado alrededor del eje transversal del puente en la base del cuerpo del estribo es:

$$a_0/2 + b_0/7 + x = 550 \text{ mm}$$

$$x - 3a_1/7 = 28.6 \text{ mm}$$

$$H = 6850 \text{ mm}$$

$$M_{u(\text{cuerpo})} = 879091.27 \text{ N.mm/mm}$$

Entonces:

$$M_{u(\text{cuerpo})} = \boxed{879091 \text{ N.mm/mm}}$$

Efectos de fuerza de Resistencia V en el cuerpo del estribo:

La fuerza vertical factorada en la base del cuerpo del estribo es:  $F_{v(\text{cuerpo})}$

$$F_{v(\text{cuerpo})} = 366.06 \text{ N/mm}$$

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base del cuerpo del estribo es:  $V_{u(\text{cuerpo})}$

$$V_{u(\text{cuerpo})} = 290.55 \quad \text{N/mm}$$

Entonces:

$$F_{v(\text{cuerpo})} = \boxed{366.06 \quad \text{N/mm}}$$

$$V_{u(\text{cuerpo})} = \boxed{290.55 \quad \text{N/mm}}$$

El momento factorado alrededor del eje transversal del puente en la base del cuerpo del estribo es:

$$a_0/2 + b_0/7 + x = 550 \quad \text{mm}$$

$$x - 3a_1/7 = 28.6 \quad \text{mm}$$

$$H = 6850 \quad \text{mm}$$

$$h_c - B_0 = 2960 \quad \text{mm}$$

$$M_{u(\text{cuerpo})} = 1000386.79 \quad \text{N.mm/mm}$$

Entonces:

$$M_{u(\text{cuerpo})} = \boxed{1000387 \quad \text{N.mm/mm}}$$

Efectos de fuerza de **Servicio I** en el cuerpo del estribo:

La fuerza vertical factorada en la base del cuerpo del estribo es:  $F_{v(\text{cuerpo})}$

$$F_{v(\text{cuerpo})} = 282.61 \quad \text{N/mm}$$

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base del cuerpo del estribo es:  $V_{u(\text{cuerpo})}$

$$V_{u(\text{cuerpo})} = 198.64 \quad \text{N/mm}$$

Entonces:

$$F_{v(\text{cuerpo})} = \boxed{282.61 \quad \text{N/mm}}$$

$$V_{u(\text{cuerpo})} = \boxed{198.64 \quad \text{N/mm}}$$

El momento factorado alrededor del eje transversal del puente en la base del cuerpo del estribo es:

$$a_0/2 + b_0/7 + x = 550 \quad \text{mm}$$

$$x - 3a_1/7 = 28.6 \quad \text{mm}$$

$$H = 6850 \quad \text{mm}$$

$$h_c - B_0 = 2960 \quad \text{mm}$$

$$M_{u(\text{cuerpo})} = 688367.74 \text{ N.mm/mm}$$

Entonces:

$$M_{u(\text{cuerpo})} = \boxed{688368 \text{ N.mm/mm}}$$

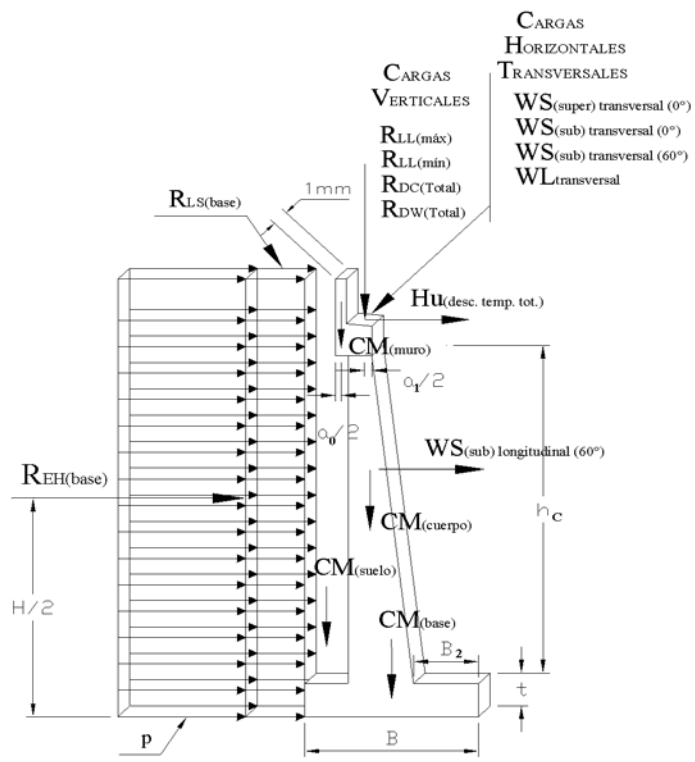
La máxima fuerza vertical factorada en el cuerpo del estribo, fuerza cortante, y momento para el Estado Límite de Resistencia es:

$$F_{v(\text{cuerpo})} = \boxed{403.08 \text{ N/mm}}$$

$$V_{u(\text{cuerpo})} = \boxed{302.34 \text{ N/mm}}$$

$$M_{u(\text{cuerpo})} = \boxed{1036326 \text{ N.mm/mm}}$$

Parte inferior de la base del estribo:



Las cargas que son requeridas incluyen:

$CM_{\text{muro}} = DC_{\text{muro}}$	21.12	N/mm
$CM_{\text{cuerp}} = DC_{\text{cuerpo}}$	84.2	N/mm
$CM_{\text{base}} = DC_{\text{base}}$	88.28	N/mm
$CM_{\text{suelo}} = DC_{\text{suelo}}$	259.94	N/mm
$R_{DC} \text{ (Total)} =$	70.58	N/mm
$R_{DW} \text{ (Total)} =$	14.16	N/mm
$R_{LL} \text{ (min1)} =$	65.8	N/mm
$R_{LL} \text{ (máx1)} =$	74.95	N/mm
$R_{EH} \text{ (base)} =$	204.58	N/mm
$R_{LS} \text{ (base)} =$	32.68	N/mm
$H_{u} \text{ (desc. temp. total)} =$	2.99	N/mm
$WS_{\text{(sup) trans. (0°)}} =$	37260	N
$WS_{\text{(sub) trans. (0°)}} =$	10268	N
$WS_{\text{(sup) trans. (60°)}} =$	12420	N
$WL_{\text{transversal (0°)}} =$	11315	N
$WS_{\text{(sub) trans. (60°)}} =$	5134	N
$WS_{\text{(sub) long. (0°)}} =$	0	N
$WS_{\text{(sub) long. (60°)}} =$	8892	N

Efectos de fuerza de **Resistencia I** en la parte inferior de la base del estribo usando los máximos factores de carga:

La fuerza vertical factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{v(\text{base})}$

$$F_{v(\text{base})} = 833.55 \quad \text{N/mm}$$

La fuerza horizontal longitudinal factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{\text{longitudinal}}$

$$F_{\text{longitudinal}} = 365.56 \quad \text{N/mm}$$

La fuerza horizontal transversal factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{\text{transversal}}$

$$F_{\text{transversal}} = 0 \quad \text{N/mm}$$

Entonces:

$F_{v(\text{base})} =$	833.55	N/mm
$F_{\text{longitudinal}} =$	365.56	N/mm
$F_{\text{transversal}} =$	0	N/mm

El momento factorado alrededor del eje transversal del puente en la parte inferior de la base del estribo es:

$$\begin{aligned}
 B/2 - B_0 + 4b_0/7 &= 550 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0 - x &= 0 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0/2 &= 1425 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0 - 3a_1/7 &= 28.6 & \text{mm} \\
 H/2 &= 3800 & \text{mm} \\
 h_c - B_2 &= 2960 & \text{mm} \\
 h_c + t &= 5860 & \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ long.}} = 1865610.62 \text{ N.mm/mm}$$

El momento factorado alrededor del eje longitudinal del puente en la parte inferior de la base del estribo es:

$$M_{u(\text{base}) \text{ transv.}} = 0 \text{ N.mm/mm}$$

Entonces:

$$M_{u(\text{base}) \text{ long.}} = \boxed{1865611 \text{ N.mm/mm}}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ transv.}} = \boxed{0 \text{ N.mm/mm}}$$

Efectos de fuerza de Resistencia I en la parte inferior de la base del estribo usando los mínimos factores de carga:

La fuerza vertical factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{v(\text{base})}$

$$F_{v(\text{base})} = 622.06 \text{ N/mm}$$

La fuerza horizontal longitudinal factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{\text{longitudinal}}$

$$F_{\text{longitudinal}} = 242.81 \text{ N/mm}$$

La fuerza horizontal transversal factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{\text{transversal}}$

$$F_{\text{transversal}} = 0 \text{ N/mm}$$

Entonces:

$$F_{v(\text{base})} = \boxed{622.06 \text{ N/mm}}$$

$$F_{\text{longitudinal}} = \boxed{242.81 \text{ N/mm}}$$

$$F_{\text{transversal}} = \boxed{0 \text{ N/mm}}$$

El momento factorado alrededor del eje transversal del puente en la parte inferior de la base del estribo es:

$$\begin{aligned}
 B/2 - B_0 + 4b_0/7 &= 550 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0 - x &= 0 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0/2 &= 1425 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0 - 3a_1/7 &= 28.6 & \text{mm} \\
 H/2 &= 3800 & \text{mm} \\
 h_c - B_2 &= 2960 & \text{mm} \\
 h_c + t &= 5860 & \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ long.}} = 1263948.85 \text{ N.mm/mm}$$

El momento factorado alrededor del eje longitudinal del puente en la parte inferior de la base del estribo es:

$$M_{u(\text{base}) \text{ transv.}} = 0 \text{ N.mm/mm}$$

Entonces:

$$M_{u(\text{base}) \text{ long.}} = \boxed{1263949 \text{ N.mm/mm}}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ transv.}} = \boxed{0 \text{ N.mm/mm}}$$

Efectos de fuerza de **Resistencia III** en la parte inferior de la base del estribo:

La fuerza vertical factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{v(\text{base})}$

$$F_{v(\text{base})} = 611.41 \text{ N/mm}$$

La fuerza horizontal longitudinal factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{\text{longitudinal}}$

$$F_{\text{longitudinal}} = 308.37 \text{ N/mm}$$

La fuerza horizontal transversal factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{\text{transversal}}$

$$L_{\text{estribo}} = 5000 \text{ mm}$$

$$F_{\text{transversal}} = 13.31 \text{ N/mm}$$

Entonces:

$$F_{v(\text{base})} = \boxed{611.41 \text{ N/mm}}$$

$$F_{\text{longitudinal}} = \boxed{308.37 \text{ N/mm}}$$

$$F_{\text{transversal}} = \boxed{13.31 \text{ N/mm}}$$

El momento factorado alrededor del eje transversal del puente en la parte inferior de la base del estribo es:

$$\begin{aligned}
 B/2 - B_0 + 4b_0/7 &= 550 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0 - x &= 0 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0/2 &= 1425 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0 - 3a_1/7 &= 28.6 & \text{mm} \\
 t + y &= 3305 & \text{mm} \\
 H/2 &= 3800 & \text{mm} \\
 h_c + t &= 5860 & \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ long.}} = 1571160.56 \text{ N.mm/mm}$$

El momento factorado alrededor del eje longitudinal del puente en la parte inferior de la base del estribo es:

$$\begin{aligned}
 h_c + t &= 5860 & \text{mm} \\
 t + y &= 3305 & \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ transv.}} = 70638.22 \text{ N.mm/mm}$$

Entonces:

$$M_{u(\text{base}) \text{ long.}} = \boxed{1571161 \text{ N.mm/mm}}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ transv.}} = \boxed{70638 \text{ N.mm/mm}}$$

Efectos de fuerza de **Resistencia V** en la parte inferior de la base del estribo:

La fuerza vertical factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{v(\text{base})}$

$$F_{v(\text{base})} = 712.59 \text{ N/mm}$$

La fuerza horizontal longitudinal factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{\text{longitudinal}}$

$$F_{\text{longitudinal}} = 353.19 \text{ N/mm}$$

La fuerza cortante transversal factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{\text{transversal}}$

$$L_{\text{estribo}} = 5000 \text{ mm}$$

$$F_{\text{transversal}} = 6.07 \text{ N/mm}$$

Entonces:

$$F_{v(\text{base})} = \boxed{712.59 \text{ N/mm}}$$

$$F_{\text{longitudinal}} = \boxed{353.19 \text{ N/mm}}$$

$$F_{\text{transversal}} = \boxed{6.07 \text{ N/mm}}$$

El momento factorado alrededor del eje transversal del puente en la parte inferior de la base del estribo es:

$$\begin{aligned}
 B/2 - B_0 + 4b_0/7 &= 550 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0 - x &= 0 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0/2 &= 1425 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0 - 3a_1/7 &= 28.6 & \text{mm} \\
 t + y &= 3305 & \text{mm} \\
 H/2 &= 3800 & \text{mm} \\
 h_c - B_2 &= 2960 & \text{mm} \\
 h_c + t &= 5860 & \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ long.}} = 1698766.04 \text{ N.mm/mm}$$

El momento factorado alrededor del eje longitudinal del puente en la parte inferior de la base del estribo es:

$$\begin{aligned}
 h_c + t &= 5860 & \text{mm} \\
 t + y &= 3305 & \text{mm} \\
 t + h_c + h_1 + h_0 + 1800 &= 9400 & \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ transv.}} = 41454.55 \text{ N.mm/mm}$$

Entonces:

$$M_{u(\text{base}) \text{ long.}} = \boxed{1698766 \text{ N.mm/mm}}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ transv.}} = \boxed{41455 \text{ N.mm/mm}}$$

Efectos de fuerza de **Servicio I** en la parte inferior de la base del estribo para viento en ángulo de 0 grados y máxima carga viva:

La fuerza vertical factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{v(\text{base})}$

$$F_{v(\text{base})} = 613.23 \text{ N/mm}$$

La fuerza cortante longitudinal factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{\text{longitudinal}}$

$$F_{\text{longitudinal}} = 240.25 \text{ N/mm}$$

La fuerza cortante transversal factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{\text{transversal}}$

$$L_{\text{estribo}} = 5000 \text{ mm}$$

$$F_{\text{transversal}} = 5.11 \text{ N/mm}$$

Entonces:

$$F_{v(\text{base})} = \boxed{613.23 \text{ N/mm}}$$

$$F_{\text{longitudinal}} = \boxed{240.25 \text{ N/mm}}$$

$$F_{\text{transversal}} = \boxed{5.11 \text{ N/mm}}$$



El momento factorado alrededor del eje transversal del puente en la parte inferior de la base del estribo es:

$$\begin{aligned}
 B/2 - B_0 + 4b_0/7 &= 550 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0 - x &= 0 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0/2 &= 1425 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0 - 3a_1/7 &= 28.6 & \text{mm} \\
 t + y &= 3305 & \text{mm} \\
 H/2 &= 3800 & \text{mm} \\
 h_c - B_2 &= 2960 & \text{mm} \\
 h_c + t &= 5860 & \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ long.}} = 1278255.83 \text{ N.mm/mm}$$

El momento factorado alrededor del eje longitudinal del puente en la parte inferior de la base del estribo es:

$$\begin{aligned}
 h_c + t &= 5860 & \text{mm} \\
 t + y &= 3305 & \text{mm} \\
 t + h_c + h_1 + h_0 + 1800 &= 9400 & \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ transv.}} = 36408.96 \text{ N.mm/mm}$$

Entonces:

$$M_{u(\text{base}) \text{ long.}} = \boxed{1278256 \text{ N.mm/mm}}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ transv.}} = \boxed{36409 \text{ N.mm/mm}}$$

Efectos de fuerza de **Servicio I** en la parte inferior de la base del estribo para viento en ángulo de 60 grados y mínima carga viva:

La fuerza vertical factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{v(\text{base})}$

$$F_{v(\text{base})} = 604.08 \text{ N/mm}$$

La fuerza cortante longitudinal factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{\text{longitudinal}}$

$$F_{\text{longitudinal}} = 240.78 \text{ N/mm}$$

La fuerza cortante transversal factorada en la parte inferior de la base del estribo es:  $F_{\text{transversal}}$

$$L_{\text{estribo}} = 5000 \text{ mm}$$

$$F_{\text{transversal}} = 1.05 \text{ N/mm}$$

Entonces:

$$F_{v(\text{base})} = \boxed{604.08 \text{ N/mm}}$$

$$F_{\text{longitudinal}} = \boxed{240.78 \text{ N/mm}}$$

$$F_{\text{transversal}} = \boxed{1.05 \text{ N/mm}}$$

El momento factorado alrededor del eje transversal del puente en la parte inferior de la base del estribo es:

$$\begin{aligned}
 B/2 - B_0 + 4b_0/7 &= 550 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0 - x &= 0 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0/2 &= 1425 & \text{mm} \\
 B/2 - B_0 - 3a_1/7 &= 28.6 & \text{mm} \\
 t + y &= 3305 & \text{mm} \\
 H/2 &= 3800 & \text{mm} \\
 h_c - B_2 &= 2960 & \text{mm} \\
 h_c + t &= 5860 & \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ long.}} = 1279757.43 \text{ N.mm/mm}$$

El momento factorado alrededor del eje longitudinal del puente en la parte inferior de la base del estribo es:

$$\begin{aligned}
 h_c + t &= 5860 & \text{mm} \\
 t + y &= 3305 & \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ transv.}} = 5384.94 \text{ N.mm/mm}$$

Entonces:

$$M_{u(\text{base}) \text{ long.}} = \boxed{1279757 \text{ N.mm/mm}}$$

$$M_{u(\text{base}) \text{ transv.}} = \boxed{5385 \text{ N.mm/mm}}$$

La siguiente Tabla resume las fuerzas combinadas en la parte inferior de la base que fueron calculadas anteriormente. Las fuerzas fueron calculadas en el centro de la parte inferior de la base. Los valores mostrados en la Tabla fueron multiplicados por la longitud del estribo para obtener el efecto total. Estas fuerzas son requeridas por el Ingeniero Geotécnico para diseñar la fundación.

Estado Límite Investigado	Momento Longitudinal (N.mm)	Momento Transversal (N.mm)	Fuerza Vertical (N)	Carga Lat. (Dirección Long.) (N)	Carga Lat. (Dirección Transv.) (N)
Resistencia I Máx/Final	9328055000	0	4167750	1827800	0
Resistencia I Mín/Final	6319745000	0	3110300	1214050	0
Resistencia III Máx/Final	7855805000	3.53E+08	3057050	1541850	66550
Resistencia V Máx/Final	8493830000	2.07E+08	3562950	1765950	30350
Servicio I Máx/Final	6391280000	1.82E+08	3066150	1201250	25550
Servicio I Mín/Final	6398785000	26925000	3020400	1203900	5250

## 8). VERIFIQUE LA ESTABILIDAD Y REQUISITOS DE SEGURIDAD:

La excentricidad de la carga en el Estado Límite de Resistencia, evaluada en base a las cargas factoradas no excederá:

- ✦ Para las zapatas en suelos,  $\frac{1}{4}$  de la dimensión correspondiente de la zapata, B o L, ó
- ✦ Para las zapatas en rocas,  $\frac{3}{8}$  de la dimensión correspondiente de la zapata, B o L.

$$B = 5000 \quad \text{mm}$$

$$e_{\text{máx}} = B/4 = 1250 \quad \text{mm}$$

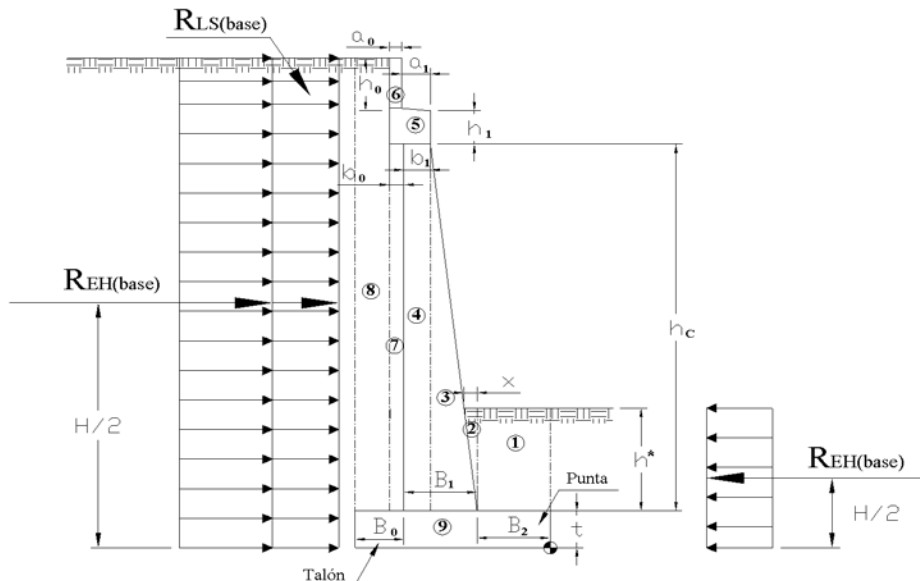
Usando las siguientes relaciones, compare la excentricidad actual  $e$  a  $e_{\text{máx}}$ :

$$e = \frac{B}{2} - x_r \quad \text{Donde:} \quad x_r = \frac{M_v - M_h}{V}$$

Altura del relleno sobre la parte superior de la punta de la base:  $h^*$  2400 mm

Peso Específico del Concreto:  $\gamma_c$  2400 kg/m<sup>3</sup> = 2.354E-05 N/mm<sup>3</sup>  
 Peso Específico del Suelo:  $\gamma_s$  1800 kg/m<sup>3</sup> = 1.765E-05 N/mm<sup>3</sup>

$x = 0$  mm  
 $R_{EH(\text{base})} = 204.58$  N/mm **(Empuje Activo)**  
 $R_{LS(\text{base})} = 32.68$  N/mm  
 $R_{EH(\text{base} + h^*)} = 295.92$  N/mm **(Resistencia Pasiva)**  
 $H/2 = 3800$  mm  
 $H/2 = 1575$  mm **(Altura de relleno sobre la punta)**



### Combinaciones de Cargas y Factores de Cargas a considerar:

$$Y_{DC} = 0.90 \rightarrow \text{Estado Límite de Resistencia I.}$$

$$Y_{EV} = 1.00$$

$$Y_{EH} = 1.50$$

$$Y_{LS} = 1.75$$

$$\eta_i = 1 \quad \eta_i (0.90DC + 1.00EV + 1.50EH + 1.75LS)$$

### Momento con respecto a la parte inferior de la Punta de la base del estribo:

A (mm <sup>2</sup> )	$\gamma$ (N/mm <sup>3</sup> )	F (N/mm)	Brazo (mm)	M (N.mm/mm)
5160000	1.765E-05	91.074	1075	97904.6
0	1.765E-05	0	2150	0
0	2.354E-05	0	2150	0
3577000	2.354E-05	75.782	2500	189455
525000	2.354E-05	11.123	2675	29754
372000	2.354E-05	7.881	3050	24037.1
1788500	1.765E-05	31.567	3025	95490.2
12330000	1.765E-05	217.625	4100	892262.5
3750000	2.354E-05	79.448	2500	198620
		443.88	1575	699111
		-306.87	3800	-1166106
		-57.19	3800	-217322
		<b>514.5</b>		<b>843206.4</b>

$$M_v - M_h = 843206.4 \quad \text{N.mm/mm}$$

$$V = 514.5 \quad \text{N/mm}$$

$$\text{Donde: } x_r = 1639 \quad \text{mm}$$

$$\text{Entonces: } e = 861 \quad \text{mm}$$

$$e_{\text{máx}} = 1250 \quad \text{mm} > e = 861 \quad \text{mm}$$

→ ¡O.K!

### FALLA POR RESBALAMIENTO (DESLIZAMIENTO):

La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento,  $R_r$ , en N, se puede tomar como:

$$R_R = \phi R_n = \phi_\tau R_\tau + \phi_{ep} R_{ep}$$

$R_n$  = resistencia nominal contra la falla por resbalamiento (N)

$\phi_\tau$  = factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación especificado en la **Tabla 10.5.5.2.2-1**

$R_\tau$  = resistencia nominal al resbalamiento entre el suelo y la fundación (N)

$\phi_{ep}$  = factor de resistencia para la resistencia pasiva especificado en la **Tabla 10.5.5.2.2-1**

$R_{ep}$  = resistencia pasiva nominal del suelo disponible durante la totalidad de la vida de diseño de la estructura (N)

De la **Tabla 10.5.5.2.2-1** tenemos:

$$\bar{\tau} = \boxed{0.80}$$

Asumiremos que el suelo debajo de la zapata es no cohesivo, entonces:  $R_{\tau} = V \tan \delta$

$$\tan \delta = \begin{matrix} \tan \Phi_f & \text{para hormigón colado contra suelo} \\ 0,8 \tan \Phi_f & \text{para zapatas de hormigón prefabricado} \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} \Phi_f = & 32 & ^\circ \\ \eta_i = & 1 \end{matrix}$$

**Para el Estado Límite de Resistencia I:**  $\eta_D \eta_R \eta_I (0.90 DC + 1.0 EV + 1.75 LS + 1.50 EH)$

$$H = F_{\text{volteo}} = 364.06 \quad \text{N}$$

$$V = 514.5 \quad \text{N}$$

Para hormigón colado contra el suelo:  $\rightarrow \tan \delta = \tan \Phi_f$

$$\bar{\tau} = 321.5 \quad \text{N}$$

$$\Phi_{ep} = \boxed{0.50} \quad (\text{Para componente de empuje pasivo del suelo de la resistencia al resbalamiento})$$

$$R_{ep} = 443.88 \quad \text{N} \quad (\text{sin llave de cortante})$$

$$R_R = F_{\text{resistente}} = 479.14 \quad \text{N}$$

$$R_R = \phi R_n = \phi_{\tau} R_{\tau} + \phi_{ep} R_{ep}$$

$$R_R = 479.14 \quad \text{N} \quad > \quad H = 364.06 \quad \text{N}$$

$$\rightarrow \boxed{\text{¡O.K!}}$$

**¡Una llave de corte NO necesita ser agregada!**

## 9). DISEÑO EL MURO DE RESPALDO DEL ESTRIBO:

Para el diseño del muro de respaldo aplicaremos el método convencional basado en la resistencia de los materiales.

**Diseño por Flexión:**

$$\begin{matrix} \text{Probando varilla No.} \rightarrow & \boxed{5} & (\text{De la No. 3 a la No. 10}) \\ d_b = & 15.875 & \text{mm} \\ A_s = & 197.93 & \text{mm}^2 \end{matrix}$$

El momento de fisuración es calculado por:

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t}$$

$M_{cr}$ =	momento de fisuración (N.mm)		
$f_r$ =	módulo de rotura del hormigón como se especifica en el <b>Artículo 5.4.2.6</b> (MPa)		
$I_g$ =	momento de inercia bruto (mm <sup>4</sup> )		
$y_t$ =	distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada (mm)		

Para concreto de densidad normal:

$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c}$	$f_r$ =	4.45	MPa
$b$ =	1	mm	
$h = a_0$ =	300	mm	
$I_g$ =	2250000	mm <sup>4</sup>	
$y_t = a_0/2$ =	150	mm	
$M_{cr}$ =	66750	N.mm/mm	
$1,2 M_{cr}$ =	80100	N.mm/mm	

El momento que controla para el muro de respaldo del estribo es:

$M_{u(muro)}$ =	39999	N.mm/mm
$1,33 M_{u(muro)}$ =	53199	N.mm/mm

El siguiente momento controla los requisitos de refuerzo mínimo, por lo tanto, se usará:

$M_u$ =	53199	N.mm/mm
---------	-------	---------

✓ La profundidad efectiva del elemento:

Recubrimiento libre lateral:	60	mm
$d_e$ =	232	mm

Resuelva para la cantidad requerida de acero de refuerzo, como sigue:  $R_n = \frac{M_u}{\phi b d_e^2}$

Resistencia del Hormigón: $f'_c$	21	MPa
Punto de fluencia del acero de refuerzo: $f_y$	414	MPa
$R_n$ =	1098209	Pa
o bien:	1.098209	MPa

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f'_c}} \right) \quad \rho = 0.00274$$

$$A_s = \rho b d_e \quad A_s = 0.636 \quad \text{mm}^2/\text{mm}$$

Espaciamiento requerido de la varilla: 311 mm

Probemos con varillas espaciadas cada:  mm

$$A_s = 0.792 \quad \text{mm}^2/\text{mm}$$

Separación requerida: 250 mm **CUMPLE con la Separación Requerida!**

→ Usar var. # 5 @ 250 mm **Refuerzo Vertical**

→ **Para ambas caras: frontal y trasera**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad a = 18.37 \quad \text{mm}$$

Para el caso de las barras o malla de alambre soldada, el área de la armadura por mm, en cada cara y en cada dirección, deberá satisfacer:

$$A_s \geq \frac{0.75 b h}{2(b+h) f_y} \quad \text{y} \quad 0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

$$\begin{aligned} b &= \text{1} \quad \text{mm} \\ h &= 300 \quad \text{mm} \\ f_y &= 414 \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

$$0.75bh / 2(b+h)f_y = 0.0009 \quad \text{mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s = 2709 \quad \text{mm}^2 \quad \rightarrow \quad A_s = \underline{0.542} \quad \text{mm}^2/\text{mm}$$

$$0.233 \leq 0.542 \leq 1.27 \quad \rightarrow \quad \underline{\text{¡O.K!}}$$

El área de acero de refuerzo será:

$$A_s = 0.542 \quad \text{mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s \text{ (requerida/cara)} = 0.271 \quad \text{mm}^2/\text{mm}$$

Probando varilla No. →  a No. 3 a la No. 10)

$$A_s = 126.68 \quad \text{mm}^2$$

Espaciamiento requerido de la varilla: 234 mm

Probemos con varillas espaciadas cada:  mm

$$A_s = 0.633 \quad \text{mm}^2/\text{mm}$$

Separación requerida: 200 mm **CUMPLE con la Separación Requerida!**

→ Usar var. # 4 @ 200 mm **Refuerzo Horizontal**

→ **Para ambas caras: frontal y trasera**

### DISEÑO POR CORTANTE:

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base del muro de respaldo es:  $V_{u(\text{muro})}$

$$V_{u(\text{muro})} = 33.15 \quad \text{N/mm}$$

La resistencia al corte mayorada,  $V_r$ , se deberá tomar  $V_r = \phi V_n$

La resistencia nominal al corte,  $V_n$ , se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$
$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$$

Donde:

$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$ , si los procedimientos de los Artículos 5.8.3.4.1 o 5.8.3.4.2 son usados.

$V_c = \text{el menor de } V_{ci} \text{ y } V_{cw}$ , si los procedimientos del Artículo 5.8.3.4.3 son usados.

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$\beta =$	2.0
$b_v =$	1

 mm

$$d_e - a/2 = 223 \quad \text{mm}$$

$$0.9d_e = 209 \quad \text{mm}$$

$$0.72h = 216 \quad \text{mm}$$

$$d_v = 223 \quad \text{mm}$$

Ahora,  $V_n$  puede ser calculado: Para  $f'_c = 21$  MPa

$$V_n = 169.64 \quad \text{N/mm}$$

O bien:  $V_n = 1170.75 \quad \text{N/mm}$

**Use:**  $V_n = 169.64 \quad \text{N/mm}$

Entonces:  $V_r = 152.68 \quad \text{N/mm}$

$$V_{u(\text{muro})} = 33.15 \quad \text{N/mm} \leq V_r = 152.68 \quad \text{N/mm}$$

→

**¡La sección SÍ es adecuada por Cortante!**



## 10). DISEÑO EL CUERPO DEL ESTRIBO:

### Diseño por Flexión:

Probando varilla No. →  (De la No. 3 a la No. 10)

$d_b = 25.4$  mm

$A_s = 506.71$  mm<sup>2</sup>

Para concreto de densidad normal:  $f_r = 4.45$  MPa

$b = 1$  mm

$h = B_1 = 700$  mm

$I_g = 28583333.3$  mm<sup>4</sup>

$y_t = B_1/2 = 350$  mm

$M_{cr} = 363416.7$  N.mm/mm

$1,2 M_{cr} = 436100$  N.mm/mm

El momento que controla para el cuerpo del estribo es:

$M_{u(\text{cuerpo})} = 1036326$  N.mm/mm

$1,33 M_{u(\text{cuerpo})} = 1378314$  N.mm/mm

El siguiente momento controla los requisitos de refuerzo mínimo, por lo tanto, se usará:

$M_u = 436100$  N.mm/mm

✓ La profundidad efectiva del elemento:

Recubrimiento libre lateral:  mm

$d_e = 612$  mm

Resuelva para la cantidad requerida de acero de refuerzo, como sigue:

Resistencia del Hormigón:  $f'_c$  21 MPa

Punto de fluencia del acero de refuerzo:  $f_y$  414 MPa

$R_n = 1293721.3$  Pa o bien: 1.2937213 MPa

$\rho = 0.003247$

$A_s = 1.987$  mm<sup>2</sup>/mm

Espaciamiento requerido de la varilla: 255 mm

Probemos con varillas espaciadas cada:  mm

$A_s = 2.534$  mm<sup>2</sup>/mm

Separación requerida: 200 mm **CUMPLE con la Separación Requerida!**

→ Usar var. # 8 @ 200 mm Refuerzo Vertical

→ Para cara frontal del cuerpo del estribo

Donde el tamaño y el espaciamiento de la varilla son conocidos, el límite de refuerzo máximo debe ser verificado:

$$\begin{aligned} a &= 58.77 \text{ mm} \\ b &= 1 \text{ mm} \\ h &= 700 \text{ mm} \\ f_y &= 414 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$0,75bh / 2(b+h)f_y = 0.0009 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 6309 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 1.262 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ 0.233 &\leq 1.262 \leq 1.27 \rightarrow \text{¡O.K!} \end{aligned}$$

El área de acero de refuerzo será:

$$\begin{aligned} A_s &= 1.262 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ A_{s \text{ (requerida/cara)}} &= 0.631 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Probando varilla No. } \rightarrow 6 \text{ (De la No. 3 a la No. 10)} \\ A_s &= 285.02 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Espaciamiento requerido de la varilla: } 226 \text{ mm}$$

$$\text{Probemos con varillas espaciadas cada: } 200 \text{ mm}$$

$$A_s = 1.425 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Separación requerida: } 200 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE con la Separación Requerida!}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow \text{Usar var. \# } 6 @ 200 \text{ mm} \quad \text{Refuerzo Horizontal} \\ \rightarrow \text{Para ambas caras: frontal y trasera} \end{aligned}$$

$$A_s = 1.987 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Espaciamiento requerido de la varilla: } 255 \text{ mm}$$

$$\text{Probemos con varillas espaciadas cada: } 200 \text{ mm}$$

$$A_s = 2.534 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Separación requerida: } 200 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE con la Separación Requerida!}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow \text{Usar var. \# } 6 @ 200 \text{ mm} \quad \text{Refuerzo Vertical} \\ \rightarrow \text{Para cara trasera del cuerpo del estribo} \end{aligned}$$

## LONGITUD DE EMPALME:

### Empalmes solapados solicitados a Tracción:

La longitud de solape de los empalmes solapados traccionados no deberá ser menor que 300 mm o los siguientes valores, según se trate de empalmes Clase A, Clase B o Clase C:

*Empalmes Clase A* .....  $1.0 l_d$

*Empalmes Clase B* .....  $1.3 l_d$

*Empalmes Clase C* .....  $1.7 l_d$

La longitud de anclaje en tracción,  $l_d$ , para la tensión de fluencia especificada se deberá tomar de acuerdo con el **Artículo 5.11.2.**

Longitud de Anclaje en Tracción:  $l_d$

Varilla No. → 8 (De la No. 3 a la No. 10)

$d_b = 25.4$  mm

$A_b = 506.71$  mm<sup>2</sup>

Punto de fluencia del acero de refuerzo:  $f_y$  60000 lb/plg<sup>2</sup> = 413.7 MPa

Resistencia del Hormigón:  $f'_c$  3000 lb/plg<sup>2</sup> = 21 MPa

- ✓ La longitud básica de anclaje en Tracción,  $l_{db}$ , en mm, se deberá tomar como:

$$l_{db} = \frac{0.02 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$l_{db} = 915$  mm

- ✓ Pero no menor que:  $l_{db} = 0.06 d_b f_y$

$l_{db} = 630$  mm

→ Use:  $l_{db} = 915$  mm

### **Entonces:**

La longitud de anclaje en tracción,  $l_d$ , no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje en tracción,  $l_{db}$ , y el factor ó los factores de modificación especificados en los Artículos 5.11.2.1.2 y 5.11.2.1.3.

$l_d = 1230$  mm  $\geq 300$  mm **¡O.K!**

Con 100 % de acero empalmado y menos de dos veces la cantidad necesaria de acero proporcionada, un empalme **Clase C** debe proporcionarse.

La longitud de solape de los empalmes solapados traccionados es:

$l_{empalme} = 2091$  mm

→ Usar var. # 8 con  $l_{empalme} = 2090$  mm

Separación lateral entre los centros de los empalmes solapados traccionados:  $s'$

$s' = 200$  mm

### DISEÑO POR CORTANTE:

La fuerza cortante longitudinal factorada en la base del cuerpo del estribo es:  $V_{u(\text{cuerpo})}$

$$V_{u(\text{cuerpo})} = 302.34 \quad \text{N/mm}$$

La resistencia al corte mayorada,  $V_r$ , se deberá tomar  $V_r = \phi V_n$

La resistencia nominal al corte,  $V_n$ , se deberá determinar como el menor valor entre:

$\beta =$	2	
$b_v =$	1	mm
$d_e - a/2 =$	583	mm
$0.9d_e =$	551	mm
$0.72h =$	504	mm
$d_v =$	583	mm

Ahora,  $V_n$  puede ser calculado: Para  $f'_c = 21$  MPa

$$V_n = 443.49 \quad \text{N/mm}$$

O bien:  $V_n = 3060.75 \quad \text{N/mm}$

Use:  $V_n = 443.49 \quad \text{N/mm}$

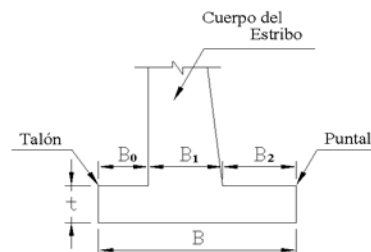
Entonces:  $V_r = 399.14 \quad \text{N/mm}$

$$V_{u(\text{cuerpo})} = 302.34 \quad \text{N/mm} \leq V_r = 399.14 \quad \text{N/mm}$$

→ ¡La sección Sí es adecuada por Cortante!

### 11). DISEÑO LA BASE DEL ESTRIBO:

La sección crítica para flexión en la base se localiza en la cara del cuerpo para ambos refuerzos superior e inferior, y comportamiento de corte en una dirección y dos direcciones.



Recub. superior de la base =	75	mm
Recub. inferior de la base =	75	mm
t =	750	mm

**Refuerzo para el Talón:**

Probando varilla No. → 8 (De la No. 3 a la No. 10)  
 $d_b = 25.4$  mm  
 $A_s = 506.71$  mm<sup>2</sup>

Probemos con varillas espaciadas cada: 200 mm

$$A_s = 2.534 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

**Refuerzo para la Punta:**

Probando varilla No. → 8 (De la No. 3 a la No. 10)  
 $d_b = 25.4$  mm  
 $A_s = 506.71$  mm<sup>2</sup>

Probemos con varillas espaciadas cada: 200 mm

$$A_s = 2.534 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

★Entonces para el Talón:

$$d_{s \text{ talón}} = 662.3 \text{ mm}$$

Resistencia del Hormigón:  $f'_c$  21 MPa

Punto de fluencia del acero de refuerzo:  $f_y$  414 MPa

$$a_{\text{talón}} = 58.77 \text{ mm}$$

$$d_{v \text{ talón}} = d_{s \text{ talón}} - a/2 = 633 \text{ mm}$$

$$d_{v \text{ talón}} = 0.9d_e = 0.9 d_{s \text{ talón}} = 596 \text{ mm}$$

$$d_{v \text{ talón}} = 0.72h = 540 \text{ mm}$$

$$d_{v \text{ talón}} = 633 \text{ mm}$$

★Entonces para la Punta:

$$d_{s \text{ punta}} = 662.3 \text{ mm}$$

$$a_{\text{punta}} = 58.77 \text{ mm}$$

$$d_{v \text{ punta}} = d_{s \text{ punta}} - a/2 = 633 \text{ mm}$$

$$d_{v \text{ punta}} = 0.9d_e = 0.9 d_{s \text{ punta}} = 596 \text{ mm}$$

$$d_{v \text{ punta}} = 0.72h = 540 \text{ mm}$$

$$d_{v \text{ punta}} = 633 \text{ mm}$$

**Chequeo del Talón para corte:**

Peso Específico del Concreto:  $\gamma_c$  2.354E-05 N/mm<sup>3</sup>  $\gamma_{DC} = 1.25$   
 Peso Específico del Suelo:  $\gamma_s$  1.765E-05 N/mm<sup>3</sup>  $\gamma_{EV} = 1.35$   
 $\eta_i = 1$

$V_{u \text{ (talón)}} = 398.37$  N/mm

$\phi =$	0.9	
$\beta =$	2	
$b_v =$	1	mm

$\phi V_c = 433.38$  N/mm

$V_{u \text{ (talón)}} = 398.37$  N/mm  $\leq V_r = 433.38$  N/mm

→

**¡El talón SÍ es adecuado por Cortante!**

**Chequeo de la Punta para corte:**

La sección crítica de corte para la punta de la zapata se localiza en  $d_v$  de la cara frontal del muro.

Peso Específico del Concreto:  $\gamma_c$  2.354E-05 N/mm<sup>3</sup>  $\gamma_{DC} = 1.25$   
 Peso Específico del Suelo:  $\gamma_s$  1.765E-05 N/mm<sup>3</sup>  $\gamma_{EV} = 1.35$   
 $\eta_i = 1$

$V_{u \text{ (punta)}} = 170.4$  N/mm

$\phi =$	0.9	
$\beta =$	2	
$b_v =$	1	mm

$\phi V_c =$	433.38	N/mm
--------------	--------	------

$V_{u \text{ (punta)}} = 170.4$  N/mm  $\leq V_r = 433.38$  N/mm

→

**¡La punta SÍ es adecuada por Cortante!**

## DISEÑO DEL REFUERZO DE LA ZAPATA:

La sección crítica para flexión se deberá tomar en la cara de la columna, pilar o tabique.

### Refuerzo Transversal Superior:

Del chequeo del talón para corte, tenemos: 398.37 N/mm

Entonces:  $M_u = V_u \cdot (\text{Brazo de momento})$

$$M_u (\text{talón}) = 428247.75 \text{ N.mm/mm}$$

Prepare la ecuación para resolver para el área de acero requerida:

$$\begin{aligned} M_u &= \phi M_n = \phi A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right) \\ &= \phi A_s f_y \left( d_s - \frac{A_s f_y}{1.7 f'_c b} \right) \end{aligned}$$

$\phi =$	0.9			
$b =$	1	mm		
Resistencia del Hormigón: $f'_c$	21	MPa		
Punto de fluencia del acero de refuerzo: $f_y$	414	MPa		

4320.91	$A_s^2$	-246773	$A_s$	+	428247.75	=	0
$A_{s1} =$	55.32	mm <sup>2</sup> /mm					
$A_{s2} =$	1.792	mm <sup>2</sup> /mm					

El área de acero requerida es, entonces:  $A_{s (\text{requerido})} = 1.792 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$A_{s (\text{proporcionado})} =$	2.534	mm <sup>2</sup> /mm	$\geq$	$A_{s (\text{requerido})} =$	1.792	mm <sup>2</sup> /mm
					$\rightarrow$	<b><u>O.K!</u></b>

Verificando la Armadura Mínima:

El momento de fisuración es calculado por:  $M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t}$

Para concreto de densidad normal:  $f_r = 4.45 \text{ MPa}$

$b =$	1	mm
$h = t =$	750	mm
$I_g =$	35156250	mm <sup>4</sup>
$y_t = t/2 =$	375	mm

$$M_{cr} = 417187.5 \text{ N.mm/mm}$$

$$1,2 M_{cr} = 500625 \text{ N.mm/mm}$$

El momento mayorado requerido por las combinaciones de carga es:

$$M_{u \text{ (talón)}} = 428247.75 \text{ N.mm/mm}$$

$$1,33 M_{u \text{ (talón)}} = 569570 \text{ N.mm/mm}$$

El siguiente momento controla los requisitos de refuerzo mínimo, por lo tanto, se usará:

$$M_u = 500625 \text{ N.mm/mm}$$

La resistencia a la flexión mayorada  $M_r$  para el refuerzo superior se deberá tomar como:

$$\phi = 0.9$$

$$A_s = 2.534 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$f_y = 414 \text{ MPa}$$

$$d_s = 662.3 \text{ mm}$$

$$f'_c = 21 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ mm}$$

$$\text{Entonces: } M_r = 597578 \text{ N.mm/mm}$$

$$M_r = 597578 \text{ N.mm/mm} \geq M_u = 500625 \text{ N.mm/mm}$$

→ **¡O.K!**

Verificando la Armadura Máxima:

Provisiones eliminadas en el 2005. (**Arto. 5.7.3.3.1**)

→ Usar var. # 8 @ 200 mm Refuerzo Transversal

→ Refuerzo Superior para el Talón de la Base

**Refuerzo Transversal Inferior:**

Del chequeo de la punta para corte, tenemos: 170.4 N/mm

$$\text{Entonces: } M_u = V_u * (\text{Brazo de momento})$$

$$M_{u \text{ (punta)}} = 183180 \text{ N.mm/mm}$$

Prepare la ecuación para resolver para el área de acero requerida:

$$\phi = 0.9$$

$$b = 1 \text{ mm}$$



Resistencia del Hormigón:  $f'_c$  21 MPa  
Punto de fluencia del acero de refuerzo:  $f_y$  414 MPa  
 $4320.91 A_s^2 - 246773 A_s + 183180 = 0$

$A_{s1} = 56.359 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$A_{s2} = 0.752 \text{ mm}^2/\text{mm}$

El área de acero requerida es, entonces:  $A_{s(\text{requerido})} = 0.752 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$A_{s(\text{proporcionado})} = 2.534 \text{ mm}^2/\text{mm} \geq A_{s(\text{requerido})} = 0.752 \text{ mm}^2/\text{mm}$

→ **¡O.K!**

Verificando la Armadura Mínima:

Para concreto de densidad normal:  $f_r = 4.45 \text{ MPa}$

$b = 1 \text{ mm}$

$h = t = 750 \text{ mm}$

$I_g = 35156250 \text{ mm}^4$

$y_t = t/2 = 375 \text{ mm}$

$M_{cr} = 417187.5 \text{ N.mm/mm}$

$1,2 M_{cr} = 500625 \text{ N.mm/mm}$

El momento mayorado requerido por las combinaciones de carga es:

$M_u(\text{punta}) = 183180 \text{ N.mm/mm}$

$1,33 M_u(\text{punta}) = 243629 \text{ N.mm/mm}$

El siguiente momento controla los requisitos de refuerzo mínimo, por lo tanto, se usará:

$M_u = 243629 \text{ N.mm/mm}$

La resistencia a la flexión mayorada  $M_r$  para el refuerzo inferior se deberá tomar como:

$\emptyset = 0.9$

$A_s = 2.534 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$f_y = 414 \text{ MPa}$

$d_s = 662.3 \text{ mm}$

$f'_c = 21 \text{ MPa}$

$b = 1 \text{ mm}$

Entonces:  $M_r = 597578 \text{ N.mm/mm}$

$M_r = 597578 \text{ N.mm/mm} \geq M_u = 243629 \text{ N.mm/mm}$

→ **¡O.K!**

→ Usar var. # 8 @ 200 mm **Refuerzo Transversal**

→ **Refuerzo Inferior para la Punta de la Base**

### Refuerzo Longitudinal:

Provea armadura longitudinal en la zapata basado en los requisitos de Contracción y Temperatura.

Para el caso de las barras o malla de alambre soldada, el área de la armadura por mm, en cada cara y en cada dirección, deberá satisfacer:

$$A_s \geq \frac{0.75 b h}{2(b+h)f_y} \quad \text{y} \quad 0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

$$\begin{aligned} b &= 1 \text{ mm} \\ h &= 750 \text{ mm} \\ f_y &= 414 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$0.75bh / 2(b+h)f_y = 0.0009 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 6759 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 1.352 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ 0.233 &\leq 1.352 > 1.27 \rightarrow \text{Revisar!} \end{aligned}$$

El área de acero de refuerzo será:

$$A_s = 1.27 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{s \text{ (requerida/cara)}} = 0.635 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Probando varilla No.} \rightarrow 6 \text{ (De la No. 3 a la No. 10)}$$

$$A_s = 285.02 \text{ mm}^2$$

$$\text{Espaciamiento requerido de la varilla: } 224 \text{ mm}$$

$$\text{Probemos con varillas espaciadas cada: } 200 \text{ mm}$$

$$A_s = 1.425 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Separación requerida: } 200 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE con la Separación Requerida!}$$

$$\rightarrow \text{Usar var. \# } 6 @ 200 \text{ mm} \quad \text{Refuerzo Longitudinal}$$

$$\rightarrow \text{Refuerzo en la capa Superior e Inferior de la Base del Estribo}$$

## **6 PLANOS ESTRUCTURALES CONSTRUCTIVOS**

Los planos estructurales realizados están de acuerdo a los materiales considerados en el diseño y las recomendaciones efectuadas en el estudio de suelo, el estudio hidrológico y el estudio hidrotécnico.

Los planos estructurales desarrollados del puente contienen toda la información necesaria para la ejecución de la construcción del mismo. Los cuales contienen la siguiente información:

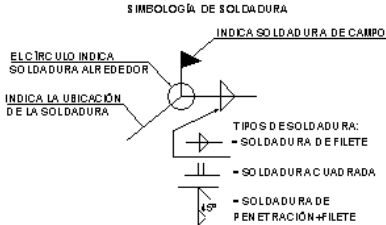
- ES-01: Plano de especificaciones generales de materiales y especificaciones constructivas.
- ES-02: Plano de ubicación general del puente, implantación del puente en planta y perfil, Tabla resumen de cantidades conforme a los ítems de pago del NIC - 2000. Sección transversal del puente.
- ES-03: Geometría y armado de estribo típico del puente.
- ES-04: Secciones y elevaciones de aletones, detalles de aparatos de apoyos, topes sísmicos y detalle de empalme de vigas.
- ES-05: Planta estructural de armado de losa, secciones y detalles de conexiones de vigas metálicas.
- ES-06: Detalles estructurales de junta de expansión, barandas y losa de aproximación.

NOTAS GENERALES

- 1.- DISEÑO: BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS AASHTO LRFD 2014.  
2.- CONSTRUCCIÓN: ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CALLES, CAMINOS Y PUENTES NIC-2000.  
3.- TODAS LAS SOLDADURAS A EFECTUARSE DEBERAN REALIZARSE DE ACUERDO CON LAS NORMAS DE LA AMERICAN WELDING SOCIETY (AWS) D.1.5.

ACERO ESTRUCTURAL

- 2.- EL ACERO ESTRUCTURAL A UTILIZAR EN VIGAS ESTRUCTURALES SERÁ CON PUNTO MÍNIMO DE FLUENCIA DE 36 ksi (Fy = 2 530 kgf/cm²), DE ACUERDO CON LA NORMA AASHTO M270/M270M (EQUIVALENTE ASTM A-709/A709M Grado 36).  
3.- EL CONTRATISTA DEBERÁ ELABORAR PLANOS DE TALLER DE LA ESTRUCTURA METÁLICA, QUE MUESTRE LOS DESPIECES, CORTES, SOLDADURAS, PUNTOS DE UNIONES EN EL CAMPO Y TAMAÑO Y CARACTERÍSTICAS DE TODAS LAS PLATINAS Y ELEMENTOS METÁLICOS NECESARIOS PARA LA INSTALACIÓN DE LA ESTRUCTURA METÁLICA. ESTOS PLANOS DEBERÁN SER APROBADOS POR EL SUPERVISOR ANTES DE PROCEDER CON LA FABRICACIÓN DE LA ESTRUCTURA.  
5.- DONDE LO INDIQUEN LOS PLANOS, LAS UNIONES EMPERNADAS SE HARÁN CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA DE ACUERDO A LA NORMA AASHTO M164 (ASTM A-325), CON ARANDELA EN AMBOS EXTREMOS.  
5.- LAS UNIONES DE LA ESTRUCTURA METÁLICA QUE SE INDIQUEN SOLDADAS, SE REALIZARÁN MEDIANTE EL PROCESO DE SOLDADURA DE ARCO METÁLICO PROTEGIDO O SMAW POR SUS SIGLAS EN INGLÉS Y SE HARÁN CON ELECTRODOS E-70XX DEL TIPO APROPIADO PARA LA POSICIÓN Y POLARIDAD REQUERIDA, COMO LA ESPECIFICAN LAS NORMAS AWS D.1.5.  
6.- SE HARÁN POR CUENTA DEL CONTRATISTA, PRUEBAS DE PENETRACIÓN MEDIANTE LÍQUIDOS "COLORANTE ROJO (RED DYE)" APLICADO EN TODAS LAS SOLDADURAS QUE INDIQUE EL SUPERVISOR. SE SEGUIRÁ EL PROCEDIMIENTO "PENETRANT TESTING (PT)" AISC 13ª. EDICIÓN, PÁGINA 8, PARA LA PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE, LA REMOCIÓN DEL COLORANTE, LA APLICACIÓN DEL COLORANTE, REMOCIÓN DEL EXCESO Y APLICACIÓN DEL REVELADOR DE ACUERDO CON EL PROCEDIMIENTO DESCRITO EN EL STEEL CONSTRUCTION MANUAL.  
7.- SI EL INGENIERO SUPERVISOR LO ESTIMA CONVENIENTE O PROCEDENTE, SE REALIZARÁ LA INSPECCIÓN RADIOGRÁFICA DE LAS SOLDADURAS DE ACUERDO CON LO ESPECIFICADO EN LAS ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CALLES, CAMINOS Y PUENTES NIC-2000.  
8.- TODO EL ACERO ESTRUCTURAL DEBERÁ SER PROTEGIDO EN EL SITIO DE LA OBRA ANTES DE SER COLOCADO CON UNA CAPA DE PINTURA EPOXICA RICA EN ZINC CON UN GROSOR DE 4 MILS (101.6 MICRAS).  
9.- LA SEGUNDA CAPA SE APLICARÁ POSTERIOR A LOS TRABAJOS DE SOLDADURA, SE APLICARÁN RETOQUES CON UNA MASILLA EPOXICA CON ALTO CONTENIDO DE SÓLIDOS DE ALUMINIO CON UN ESPESOR DE 5 MILS (127 MICRAS).  
10.- LA ÚLTIMA CAPA DE RECUBRIMIENTO SERÁ UNA CAPA DE POLIURETANO ALIFÁTICO DE ALTA CALIDAD CON UN ESPESOR DE 4 MILS (101.6 MICRAS).



MAMPOSTERÍA DE PIEDRA BOLÓN

CONSISTE EN ROCA COLOCADA SOBRE UNA SUPERFICIE PREPARADA, Y LOS ESPACIOS VACÍOS ENTRE ROCA Y ROCA RELLENADOS CON MORTERO DE CEMENTO CON UNA PROPORCIÓN CEMENTO-ARENA DE UNO A TRES (1:3).

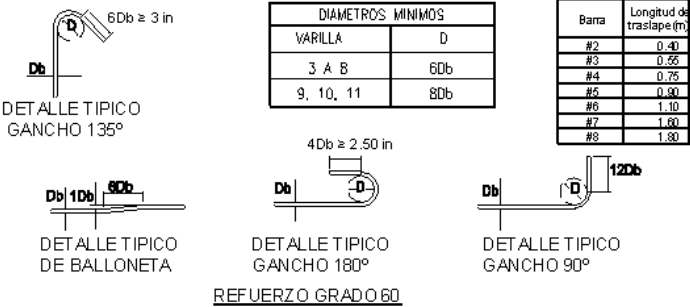
SE DEBERÁ SUMINISTRAR ROCA ANGULAR DURA Y DURABLE QUE SEA RESISTENTE AL INTemperismo Y LA ACCIÓN DEL AGUA, Y ESTÉ LIBRE DE MATERIAL ORGÁNICO Y DE DESECHO. NO SE DEBERÁN USAR BOLONES, ESQUISTO O ROCA CON INCRUSTACIONES DE ESQUISTO. LA ROCA DEBERÁ CUMPLIR CON LOS SIGUIENTES REQUISITOS:

- GRAVEDAD ESPECÍFICA APARENTE, AASHTO T85: 2.50 MÍNIMO.
- ABSORCIÓN, AASHTO T85: 4.2% MÁXIMO.
- ÍNDICE DE DURABILIDAD DEL MATERIAL GRUESO, AASHTO T210: 52 MÍNIMO.

ACERO DE REFUERZO

- 1.- ACERO DE REFUERZO CORRUGADO SEGÚN NORMA AASHTO M31 (ASTM A-615), GRADO 60, (fy = 4200 kgf/cm²).  
2.- TODO EL ACERO DE REFUERZO DEBERÁ SER RECUBIERTO CON EPÓXICO DE ACUERDO A LA NORMA AASHTO M284 (ASTM D-3963).  
3.- EL CONTRATISTA DEBERÁ PRESENTAR CERTIFICADOS DE CALIDAD Y RESULTADOS DE ENSAYOS DE LAS MUESTRAS DE ACERO APROBADAS, TOMADAS DE LOTES DE LAS EXISTENCIAS LOCALES DEL PROVEEDOR.  
4.- LOS EMPALMES Y TRASLAPES SE DEBERÁN REALIZAR SEGÚN LA TABLA 1.

TABLA 1 DE TRASLAPES Y DOBLECES DE VARILLAS DE REFUERZO



CONCRETO ESTRUCTURAL

- 1.- EL CEMENTO A USAR EN TODAS LAS OBRAS DE CONCRETO ESTRUCTURAL SERÁ PORTLAND TIPO I, DE ACUERDO A LA NORMA AASHTO M85 (ASTM C-150), PUDIENDOSE SIN EMBARGO, UTILIZAR CEMENTO TIPO GU DE ACUERDO CON LA DESIGNACIÓN ASTM C-1157.  
2.- CONCRETO PARA SUPER ESTRUCTURA : f'c = 280 kgf/cm² (4,000 psi) A LOS 28 DÍAS DE EDAD COMO MÍNIMO. EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO A USAR EN EL CONCRETO SERÁ DE ¾".  
3.- LOS AGREGADOS A EMPLEARSE EN LA FABRICACIÓN DE CONCRETOS SERÁN AQUELLAS ARENAS Y GRAVAS OBTENIDAS DE YACIMIENTOS NATURALES, ROCAS TRITURADAS Y OTROS QUE RESULTEN ADECUADAS, COMO CONSECUENCIA DE ESTUDIOS REALIZADOS EN LABORATORIO. SE DEBE SUMINISTRAR ARENA QUE LLENE LOS REQUISITOS DE LA NORMA AASHTO M6 (ASTM C-33) CLASE B, INCLUYENDO EL REQUISITO SUPLEMENTARIO PARA EL AGREGADO REACTIVO.  
4.- CONCRETO PARA SUBESTRUCTURA : f'c = 210 kgf/cm² (3,000 psi) A LOS 28 DÍAS DE EDAD COMO MÍNIMO. EL TAMAÑO DEL AGREGADO MÁXIMO A USAR EN EL CONCRETO SERÁ DE 1".  
5.- LAS ARISTAS EXPUESTAS DEBERÁN LLEVAR UN CHAFLÁN DE 2 cm EXCEPTO DONDE SE INDIQUE DIFERENTE. LAS SUPERFICIES SOBRE LA LÍNEA NATURAL DEL TERRENO DEBERÁN FORMALETEARSE CON MADERA ACEPILLADA. TODAS LAS SUPERFICIES EXPUESTAS A LA VISTA DEBERÁN PUERSE CUIDADOSAMENTE.  
6.- LAS JUNTAS DE LA SUBESTRUCTURA NO INDICADAS EN PLANOS Y QUE SEAN AUTORIZADAS POR EL INGENIERO, DEBERÁN SER HORIZONTALES Y TENER LLAVES ESPACIADAS UNIFORMEMENTE DE 10cm DE PROFUNDIDAD, OCUPANDO EL TERCIO MEDIO DEL ANCHO DE LA JUNTA. LA SUMA DE LAS LONGITUDES DE LAS LLAVES SERÁ UN TERCIO DE LA LONGITUD TOTAL DE LA JUNTA.  
7.- RECUBRIMIENTOS: PARA VIGAS, LOSAS Y MUROS (5 cm A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE OTRA DIMENSIÓN), CIMIENTOS (7.50 cm).  
8.- TODO LO CONCERNIENTE A LA FABRICACIÓN, TRANSPORTE Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO ESTRUCTURAL DEBERÁ CUMPLIR CON LAS MISMAS ESPECIFICACIONES EN TODO LO CONCERNIENTE A LA ESTRUCTURA DE CONCRETO CON LAS NORMAS DEL AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI 318-08.  
9.- CUANDO NO SE INDIQUE OTRA COSA, LA COLOCACIÓN DEL REFUERZO, DOBLECES DE VARILLAS, RECUBRIMIENTOS, EMPALMES EN GANCHOS Y TRASLAPES, SE HARÁN DE ACUERDO CON EL ACI DETAILING MANUAL-2004 Y EL MANUAL OF STRUCTURAL AND PLACING DRAWINGS FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURES (ACI 315).

PLANTILLA DE NIVELACIÓN

DEBAJO DE LAS ZAPATAS EN CONTACTO CON EL LECHO ROCOSO, COLOCAR UNA RETORTA DE CONCRETO POBRE (f'c = 2000 Psi) DE AL MENOS 20cm DE ESPESOR, QUE PERMITIRÁ UN APOYO DE TRANSICIÓN NIVELADO, FIRME Y SEGURO. PARA EVITAR DESLIZAMIENTO, SE RECOMIENDA ANCLAR LOS ESTRIBOS A LA ROCA SUBYACENTE, YA SEA CON VARILLAS DE ANCLAJE Y CON UN CANDADO EN LA ROCA.

APARATOS DE APOYO

- 1.- TODO LO CONCERNIENTE A LA FABRICACIÓN, TRANSPORTE Y COLOCACIÓN DE LOS APARATOS DE APOYO (ALMOHADILLAS ELASTOMÉRICAS DE SOPORTE), DEBERÁ CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CALLES, CAMINOS Y PUENTES NIC-2000. EL ELASTÓMERO SEGÚN SEA DETERMINADO POR LA MUESTRA DE ENSAYO DEBE SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA NORMA AASHTO M251, DUREZA SHORE 60.  
2.- EL COMPONENTE DE CAUCHO EN EL ELASTÓMERO NO DEBERÁ SER INFERIOR A 60% POR VOLUMEN DE NEOPRENO.

PARÁMETROS DE DISEÑO

- 1.- PARÁMETROS SÍSMICOS (SEGÚN REGLAMENTO NACIONAL DE LA CONSTRUCCIÓN, RNC 2007).  
ZONIFICACIÓN SÍSMICA: ZONA A  
SITIO DE CIMENTACIÓN: TIPO I (AFLORAMIENTO ROCOSO)  
ACELERACIÓN PICO EFECTIVA (A): 0.1  
IMPORTANCIA (I): ESENCIAL "A"  
FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA (SR): 2  
MÉTODO DE ANÁLISIS: ESTÁTICO

CARGAS DE DISEÑO

- 1.- CONCRETO COLADO EN SITIO: 2,400.00 kgf/m³  
2.- ACERO ESTRUCTURAL: 7,850.00 kgf/m³  
3.- PESO DE SUELO Y RELLENO: 1600.00 kgf/m³

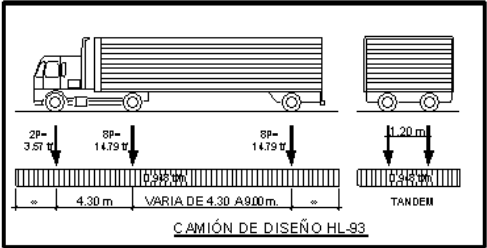
OBRAS DE ENCAUZAMIENTO

SE DEBEN REALIZAR OBRAS DE ENCAUZAMIENTO EN UNA LONGITUD DE 10 METROS HACIA AGUAS ARRIBA DE AMBOS ESTRIBOS, ESTAS DEBEN CONSISTIR EN GAVIONES TIPO CAJA.

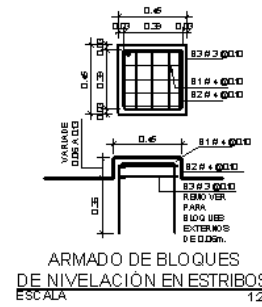
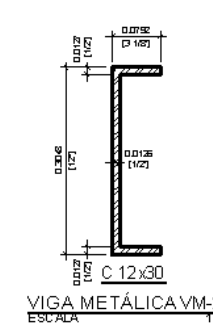
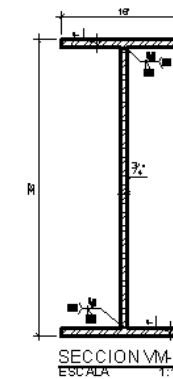
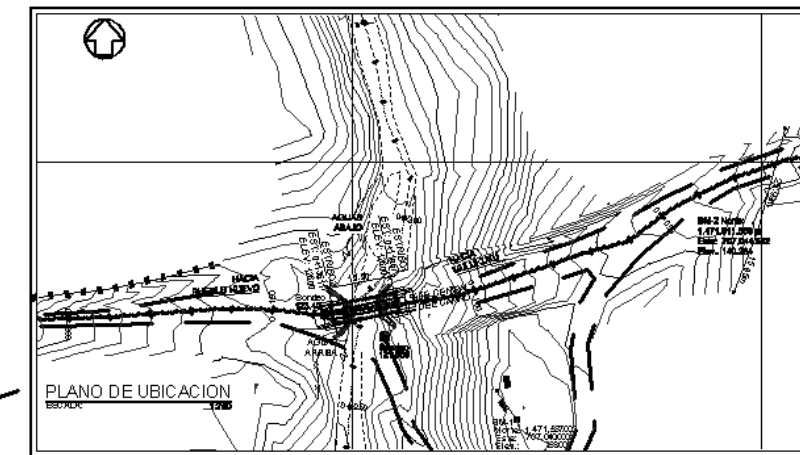
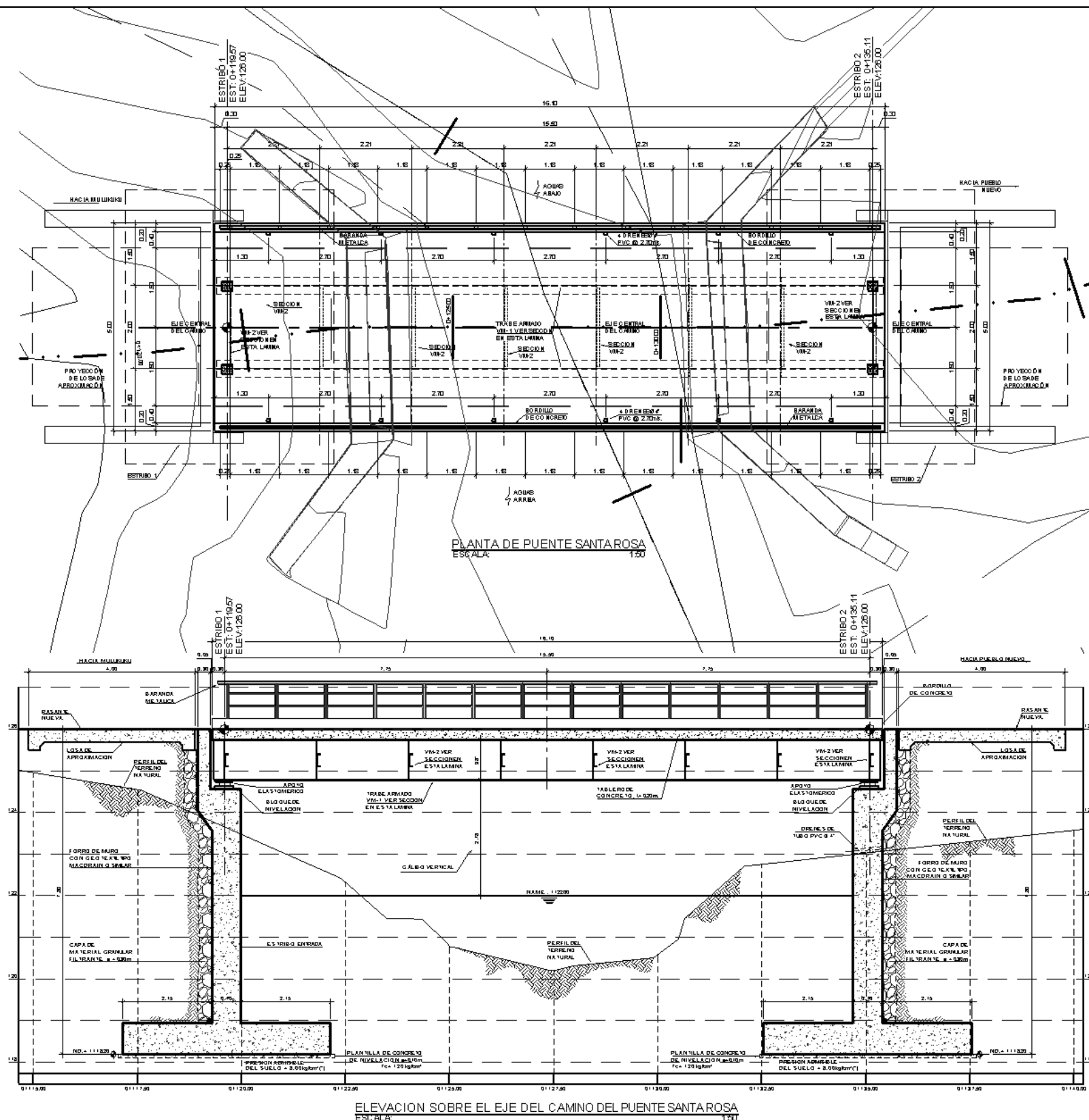
NOTAS GENERALES DE CONSTRUCCIÓN

- 1.- TODAS LAS ELEVACIONES Y DIMENSIONES PRESENTADAS EN LOS PLANOS SON BASADOS EN EL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE CAMPO REALIZADO, POR LO QUE ES DEBER DEL CONTRATISTA VERIFICAR DICHAS DIMENSIONES ANTES DE ORDENAR CUALQUIER TIPO DE MATERIAL.  
2.- EL CONTRATISTA ES RESPONSABLE POR LA VERIFICACIÓN Y CERTIFICACIÓN DE TODAS LAS DIMENSIONES Y MEDICIONES CONTENIDAS EN ESTOS PLANOS. LAS DIMENSIONES ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE OTRA UNIDAD.  
3.- EL CONTRATISTA ES RESPONSABLE POR LA CORRECTA COLOCACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRESENTADOS EN ESTOS PLANOS.  
4.- ES RESPONSABILIDAD DEL CONTRATISTA EL SUMINISTRO DE TODOS LOS ELEMENTOS DE VISUALIZACIÓN DEFINIDOS EN EL REGLAMENTO DE VISUALIZACIÓN INCORPORADO AL CARTEL, INCLUYENDO ARTÍCULOS DE USO DEL PERSONAL DEL MTI.  
5.- EL CONTRATISTA SERÁ RESPONSABLE DE ASEGURAR UN ADECUADO SEÑALAMIENTO PREVENTIVO, ACORDE CON EL REGLAMENTO SIECA CORRESPONDIENTE, DURANTE LA EJECUCIÓN DE LA OBRA.

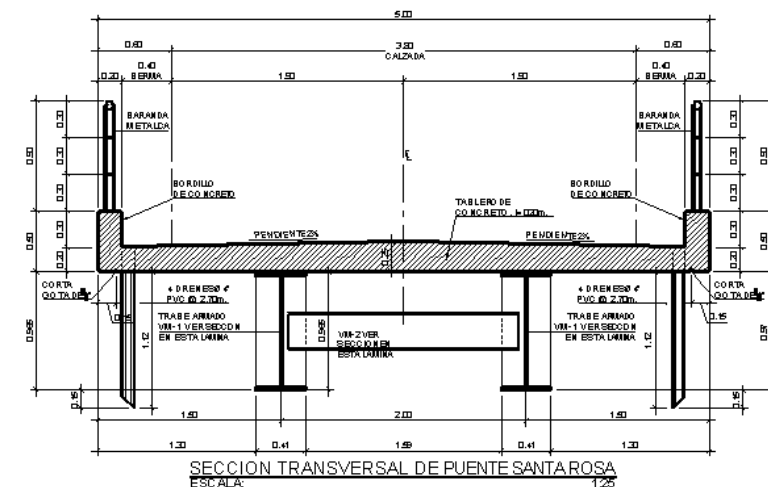
CARGA VIRTUAL MOVIL AASHTO



	PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SANTAROSA- CAMINO EL POLLO SISLAO, MUNICIPIO DE MULUKUKÚ	ELABORADO POR: BR. CARMEN MERCEDES ORTIZ ACUÑA BR. WILBERT ARTURO SOLÍS ESCORCIA	CONTENIDO: NOTAS GENERALES.	DISEÑO: BR. CARMEN MERCEDES ORTIZ ACUÑA BR. WILBERT ARTURO SOLÍS ESCORCIA	REVISÓ: DR. ING. JOSÉ DANIEL ORTIZ SUAREZ	PLANTILLA: 01 / 06
			DISEÑO: 05/04/2016	ESCALA: MAYUSCULA 1:1	ESCALA: MAYUSCULA 1:1	ARCHIVO: ES-01



Resumen de cantidades del puerto Santa Fe			
Seción	Descripción	Unidad de medida	Total
602 (2)	Cemento sacubuleros, $C_c = 210 \text{ kg/m}^3$ (0.0093) (peso sacubuleros)	mm	30.50
603 (2)	Cemento sacubuleros, $C_c = 210 \text{ kg/m}^3$ (0.0093) (peso sacubuleros)	mm	13.00
604 (1)	Acera de 20 cm de $C_{20}$ Grado 90, $C_c = 230 \text{ kg/m}^3$ (0.0093) (peso sacubuleros)	kg	2.522.00
605 (1)	Acera de 20 cm de $C_{20}$ Grado 90, $C_c = 230 \text{ kg/m}^3$ (0.0093) (peso sacubuleros)	kg	16.232.00
606 (2)	Cemento, subestación y pendiente de acera sacubuleros $C_c = 200 \text{ kg/m}^3$	mm	1.00
607 (2)	Cemento de canchales $C_c = 200$	mm	947.00
608 (2)	Baldosa de cemento sacubuleros	mm	32.20
609 (2)	Gravilla de canchales	mm	11.00
700 (2)	Gravilla de canchales $C_c = 200$ sacubuleros	mm	16.00
701 (2)	Gravilla de canchales de PVC $C_c = 200$ sacubuleros	mm	16.00
702 (2)	Gravilla de subido estándar, tubo de PVC $C_c = 200$ sacubuleros	mm	12.00
703 (2)	Cemento de nivelación, $C_c = 180 \text{ kg/m}^3$ (0.0093)	mm	1.00
-	Punto de aplanado	mm	7.00
-	Punto de arena y grava de 10 en canchales de 30 cm	mm	4.00



PROYECTO:  
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SANTA ROSA -  
CAMINO EL POLLO SISLAO, MUNICIPIO DE MULUKUKÚ

BR. CARMEN MERCEDES ORTIZ ACUÑA  
BR. WILBERT ARTURO SOLIS ESCORCIA

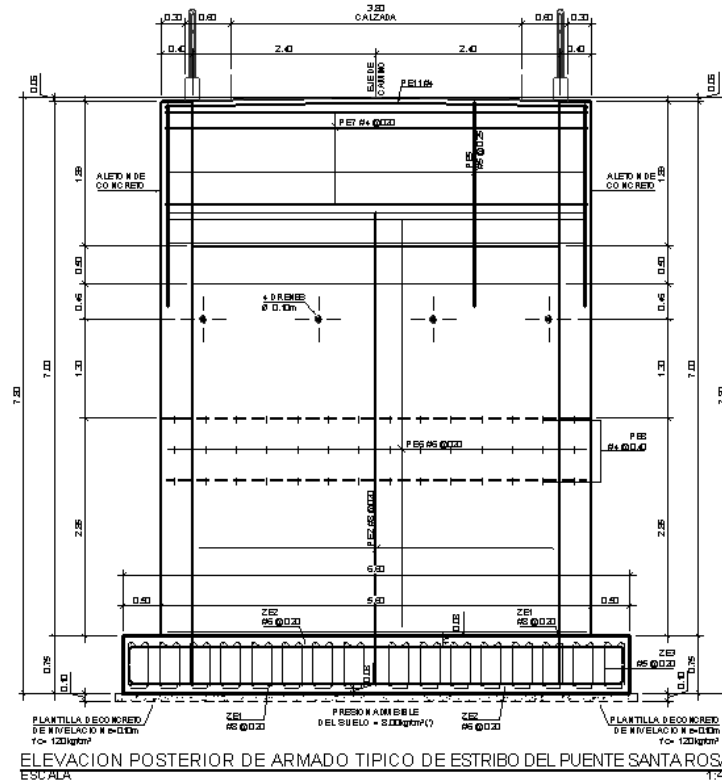
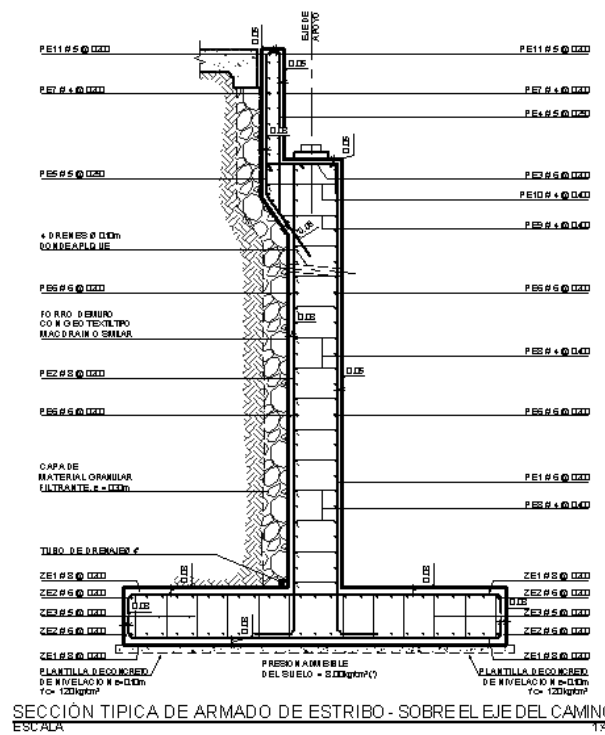
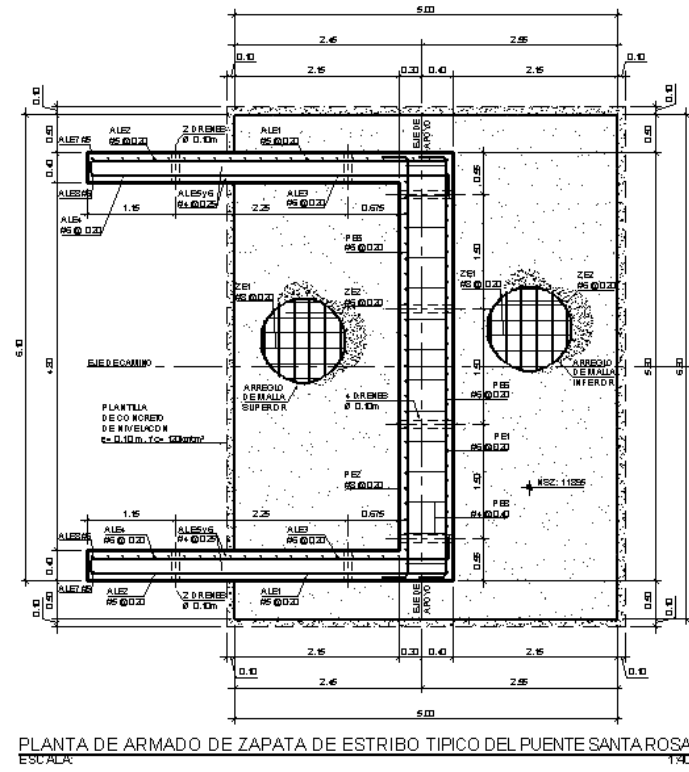
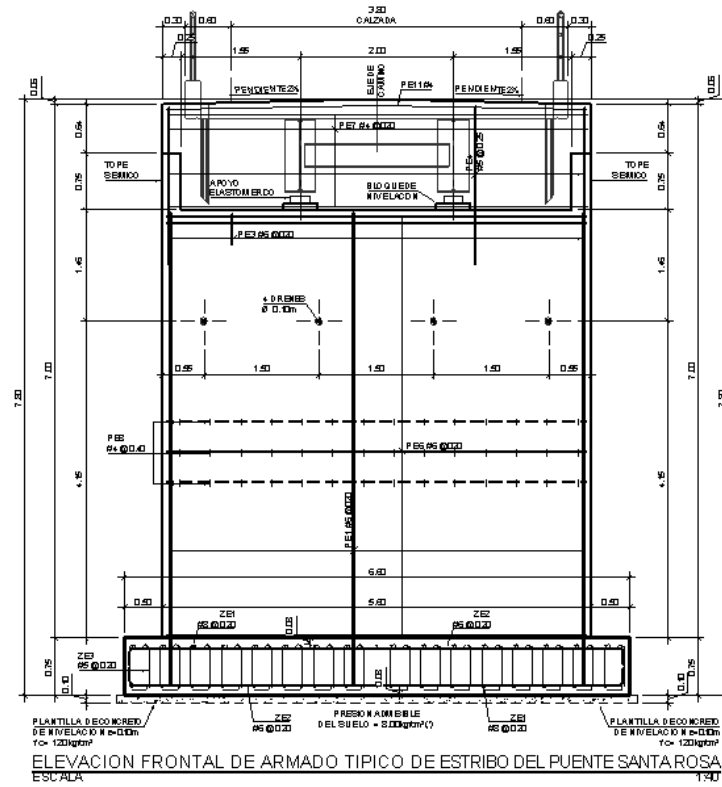
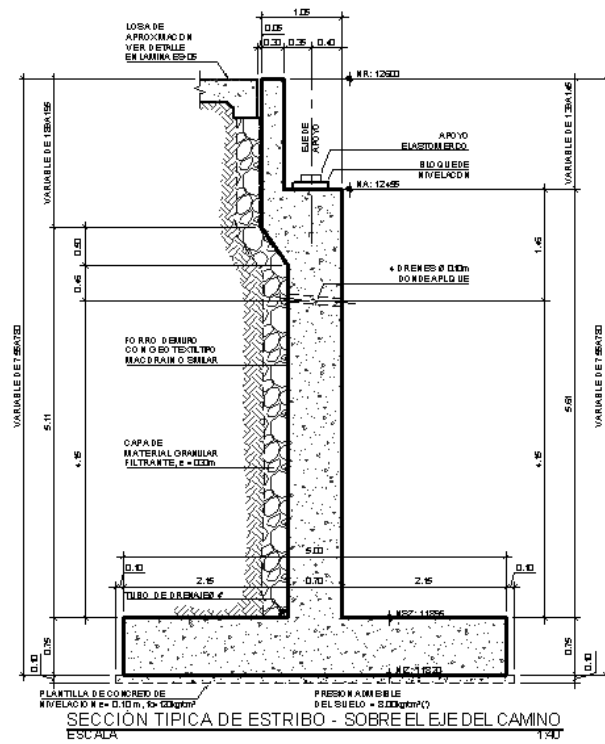
CONTENIDO

PLANTA, PERFIL, UBICACIÓN Y ARMADO DE  
ASIENTO DE ESTRIBOS DEL PUENTE SANTA ROSA

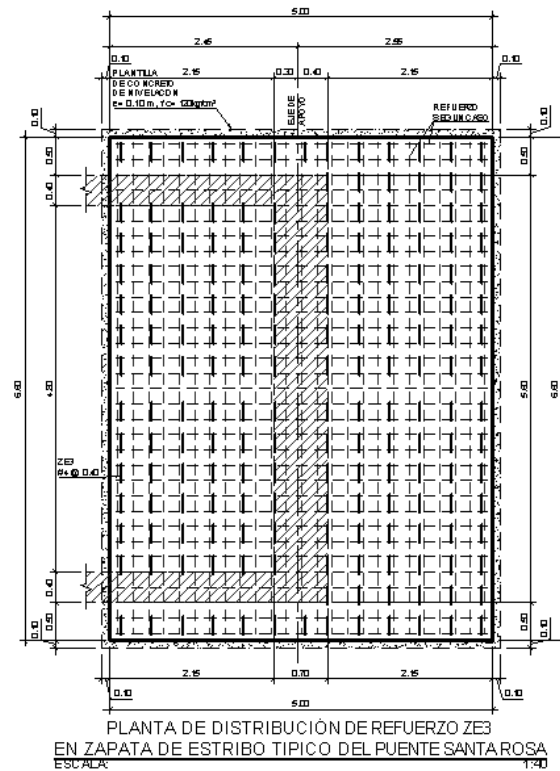
ORIGEM CND/PAÍS	FECHA MÊS/ANO	ESCALA INDICAÇÃO
--------------------	------------------	---------------------

RENTA	
DR-ING JOSE DANIEL ORTIZ PEÑERO	

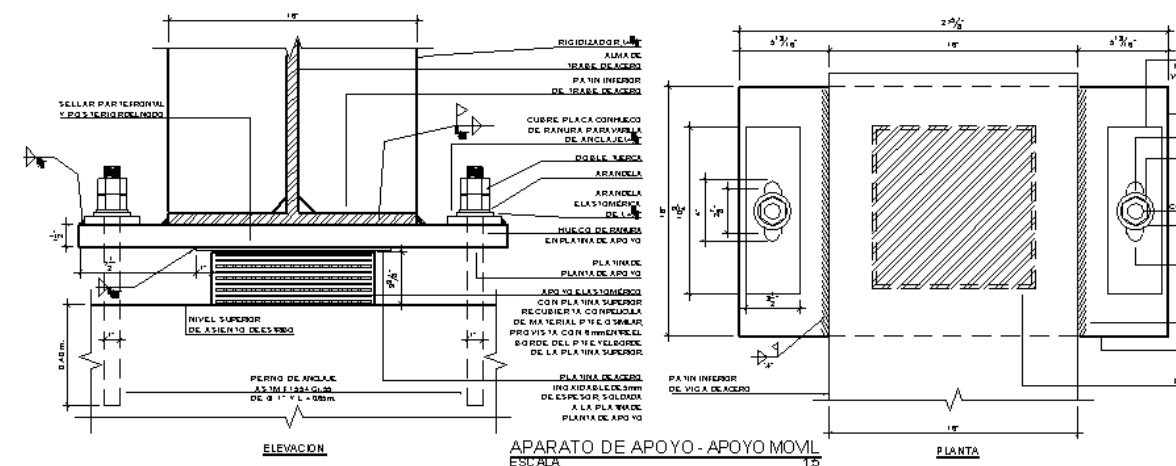
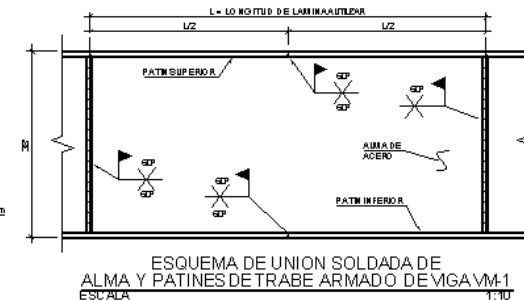
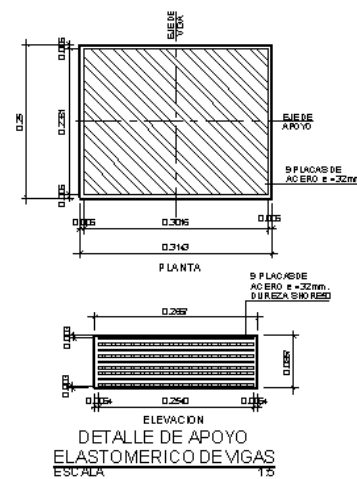
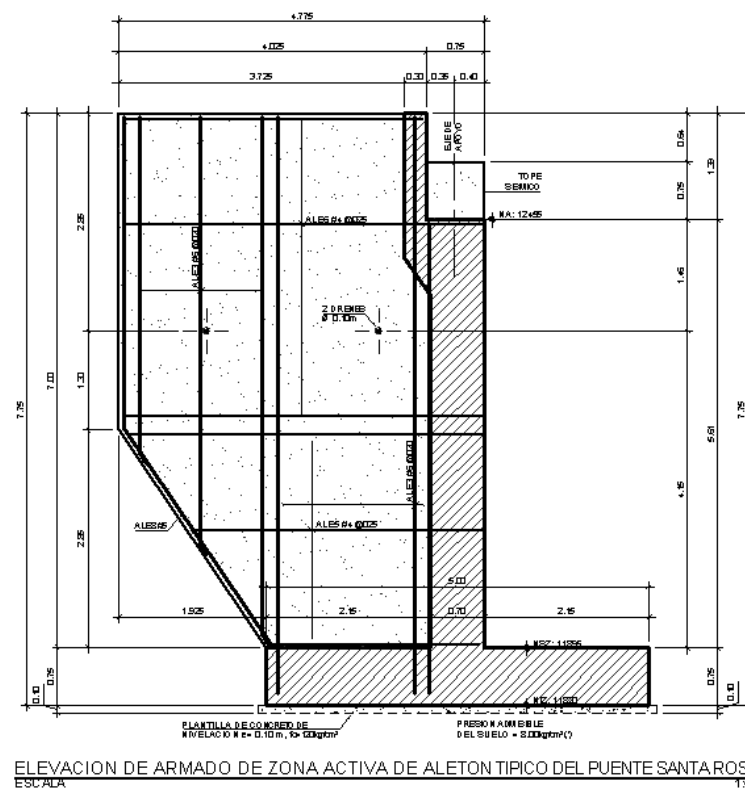
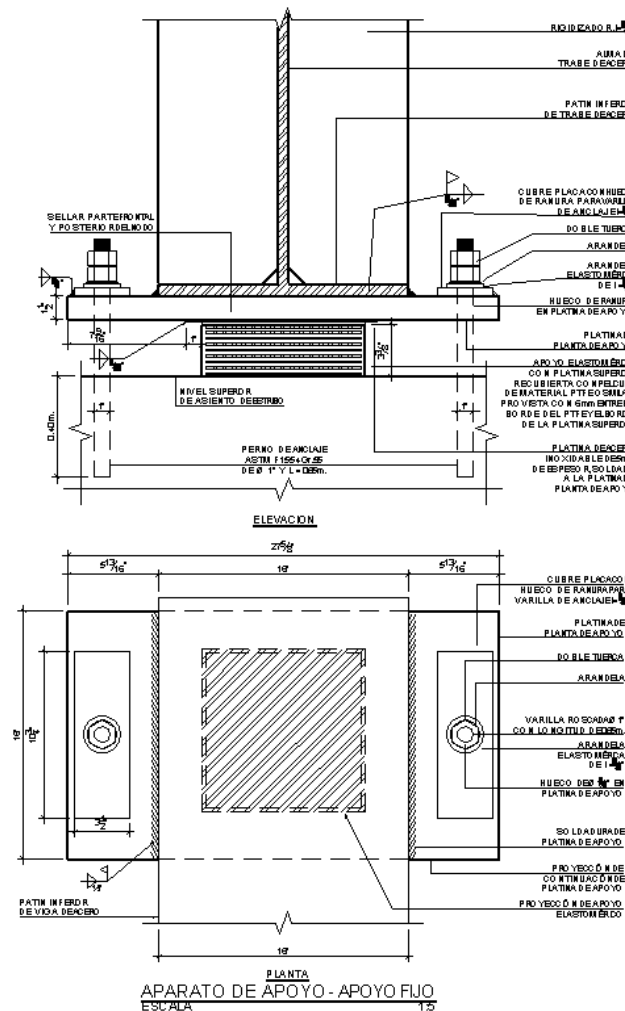
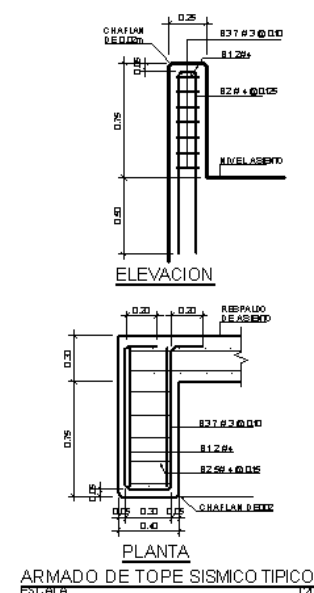
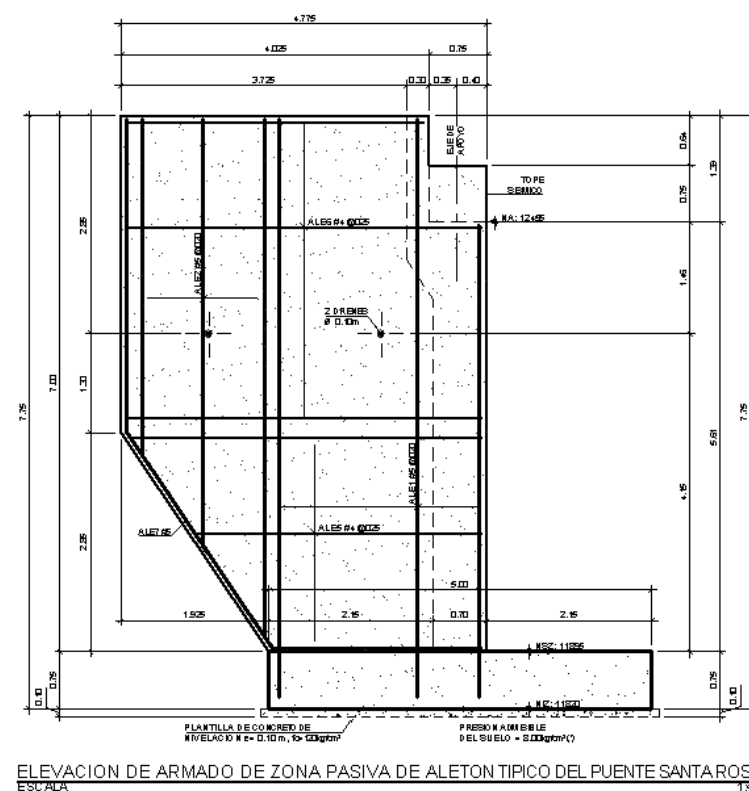
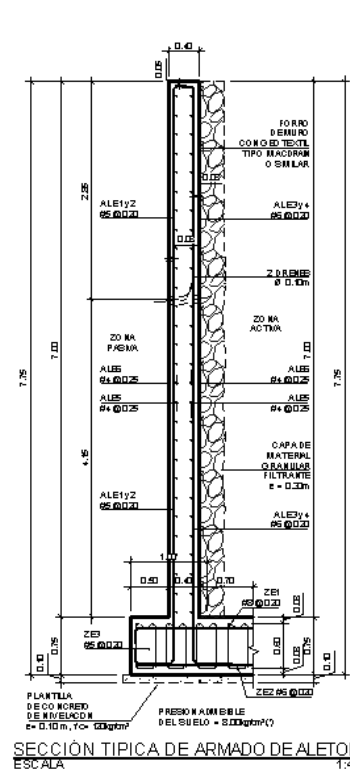
PLANNED  
03 / 08  
ARCHIVED  
E3-03



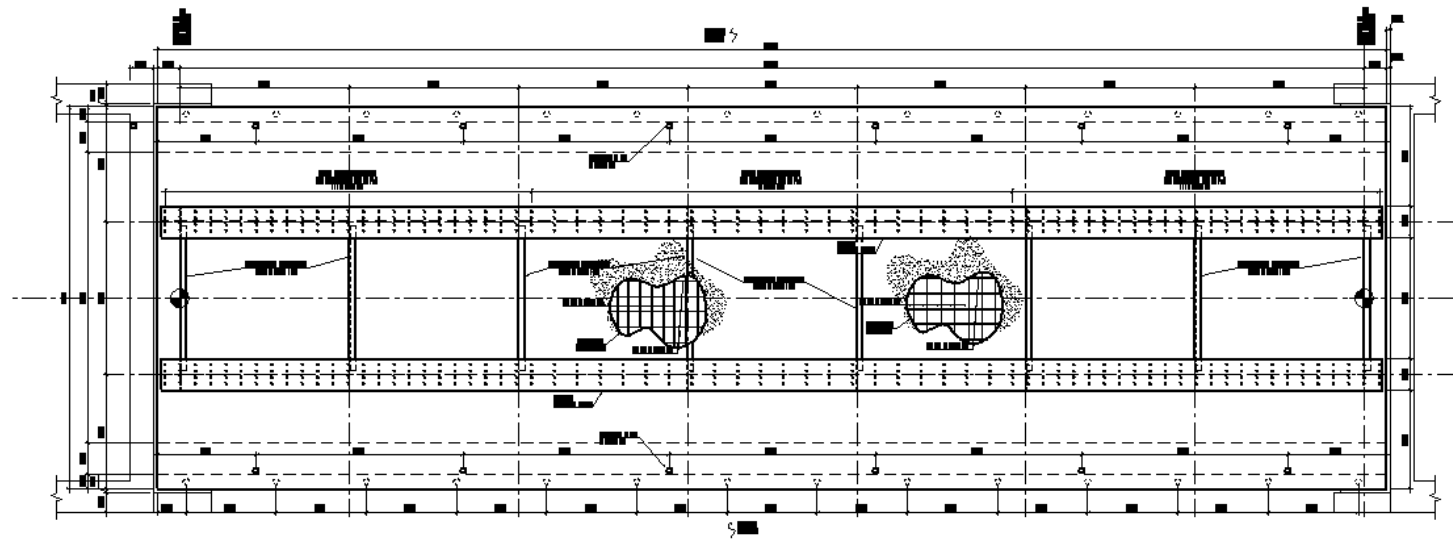
- NOTAS**
1. LAS DIMENSIONES MÁS VARIAS ESTÁN DADAS EN METROS, EXCEPTO CUANDO SE INDICAR O SEA UNIDAD.
  2. TODAS LAS ARMAS EXPUESTAS DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO SE DEBEN HACER CON UN GRADIENTE DE 2.00 X 2.00m.
  3. PARA LAS CARACTERÍSTICAS Y RESISTENCIAS DE LOS MATERIALES, VEASE LAS NOTAS GENERALES EN EL PLANO E-50.
  4. LAS DIMENSIONES MÁS VARIAS EN LOS PLANOS SON NOMINALES, AJUSTAR SEGUN DIMENSIONES EN CAMPO.



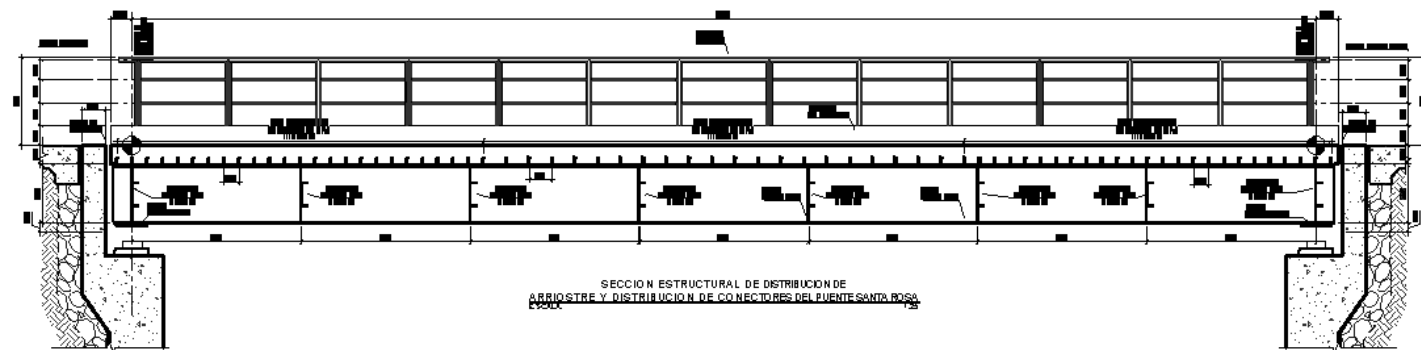
	<p>PROYECTO:</p> <p>DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SANTA ROSA - CAMINO EL POLLO SISLAO, MUNICIPIO DE MULUKUKÚ</p>	<p>ELABORADO POR:</p> <p>BR. CARMEN MERCEDES ORTIZ ACUÑA BR. WILBERT ARTURO SOLIS ESCORCIA</p>	<p>CONTENIDO:</p> <p>PLANTA, PERFIL, UBICACIÓN Y ARMADO DE ASIENTO DE ESTRIBOS DEL PUENTE SANTA ROSA.</p> <p>DE/DIA: CADA VÍDEO</p> <p>FECHA: MARZO 2017</p> <p>ESCALA: INDICADAS</p>	<p>DISEÑO:</p> <p>BR. CARMEN MERCEDES ORTIZ ACUÑA BR. WILBERT ARTURO SOLIS ESCORCIA</p> <p>REVISÓ:</p> <p>DR. ING. JOSÉ DANIEL ORTIZ PEÑERO</p>	<p>PLANO Nº:</p> <p>03 / 05</p> <p>ARCHIVO:</p> <p>ES-03</p>
--	--	--	---	---	--



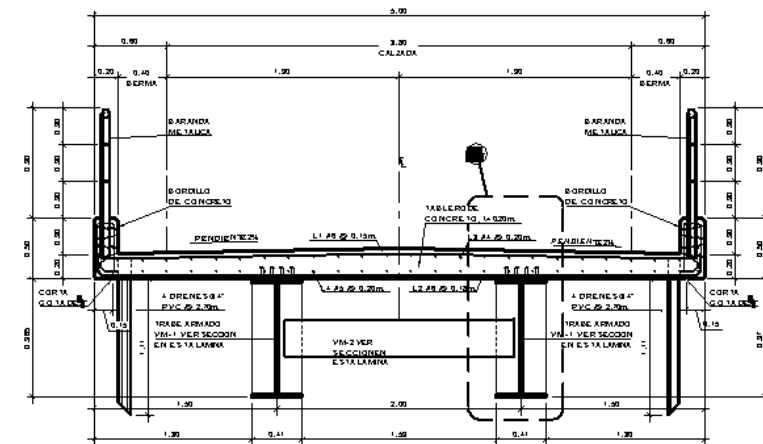
	PROYECTO:  DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SANTA ROSA - CAMINO EL POLLO SISLAO, MUNICIPIO DE MULUKUKÚ	ELABORADO POR:  BR. CARMEN MERCEDES ORTIZ ACUÑA BR. WILBERT ARTURO SOLIS ESCORCIA	CONTENIDO: SECCIÓN Y ELEVACIONES ESTRUCTURALES DE ALETONES Y DETALLES DE APARATOS DE APOYO DEL PUENTE SANTA ROSA.			DISEÑA: BR. CARMEN MERCEDES ORTIZ ACUÑA BR. WILBERT ARTURO SOLIS ESCORCIA	REVISÓ: DR. ING. JOSÉ DANIEL ORTIZ GUERRA	PLANO Nº: 04 / 08
			DISEÑADO POR: CREA / NAME	FECHA: MARZO 2017	ESCALA: INDEFINIDA		ARCHIVO: ES-04	



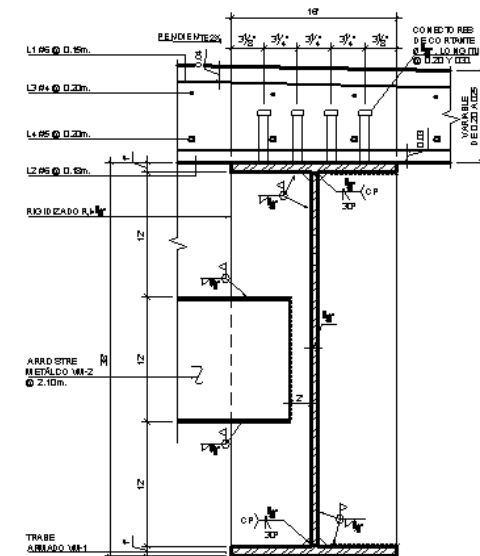
PLANTA DE ARMADO DE LOSA Y DISTRIBUCION DE CONECTORES DEL PUENTE SANTA ROSA  
ESCALA 1:20



SECCION ESTRUCTURAL DE DISTRIBUCION DE  
ARRIOSTRE Y DISTRIBUCION DE CONECTORES DEL PUENTE SANTA ROSA  
ESCALA 1:20

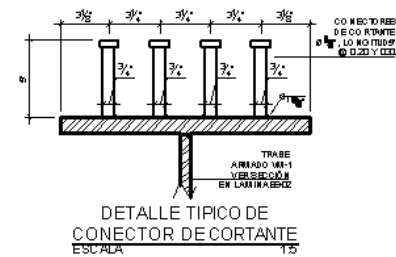


SECCION TRANSVERSAL DE ARMADO DE PUENTE SANTA ROSA  
ESCALA 1:20

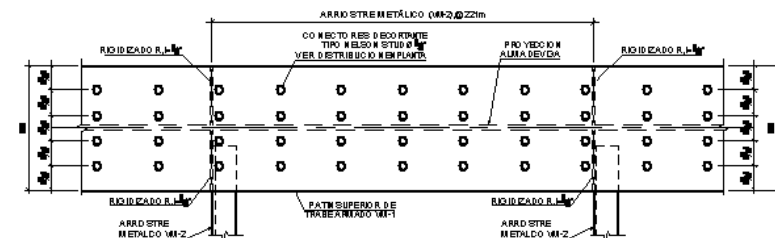


DETALLE-01  
ESCALA 1:10

- NOTAS**
1. LAS DIMENSIONES NO SE TRAZAN EN LOS DISEÑOS, EXCEPTO CUANDO SE INDIQUE LO CONTRARIO.
  2. TODAS LAS ARMATURAS EXPUESTAS DEBEN SER DE ACERO CORROSION RESISTENTE.
  3. PARA LAS CARACTERISTICAS Y RESISTENCIAS DE LOS MATERIALES, VER SECCION GENERAL EN EL PLANO 05-01.
  4. TODOS LOS DOBLES DE LAS VARRILLAS SERAN BASADOS EN LAS TABLAS DE LA LAMINA-01.



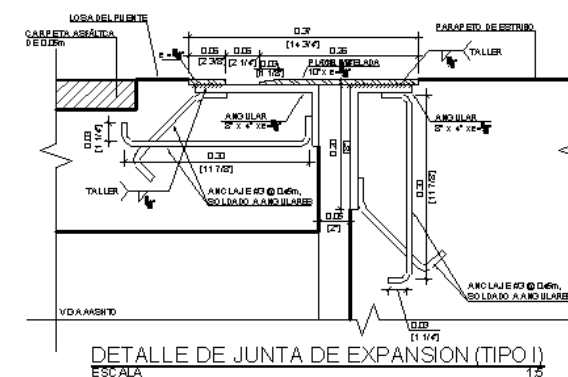
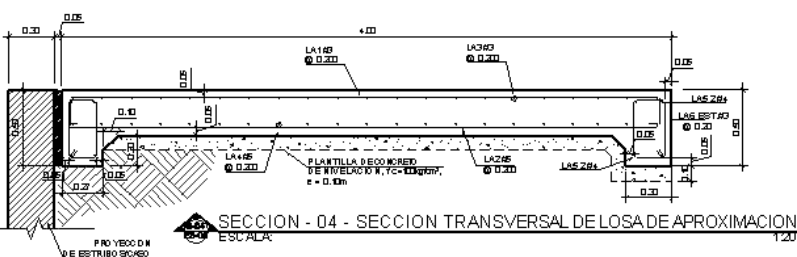
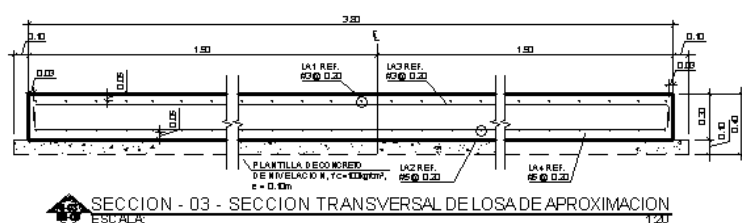
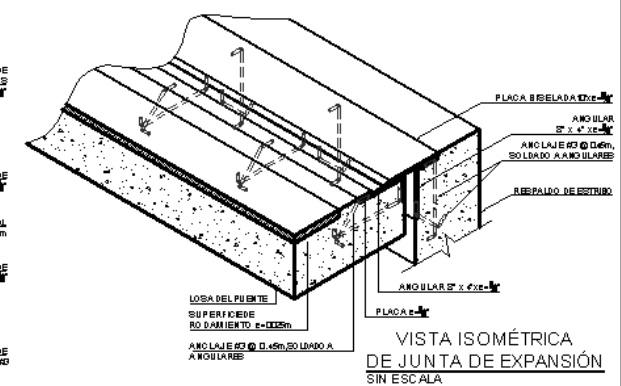
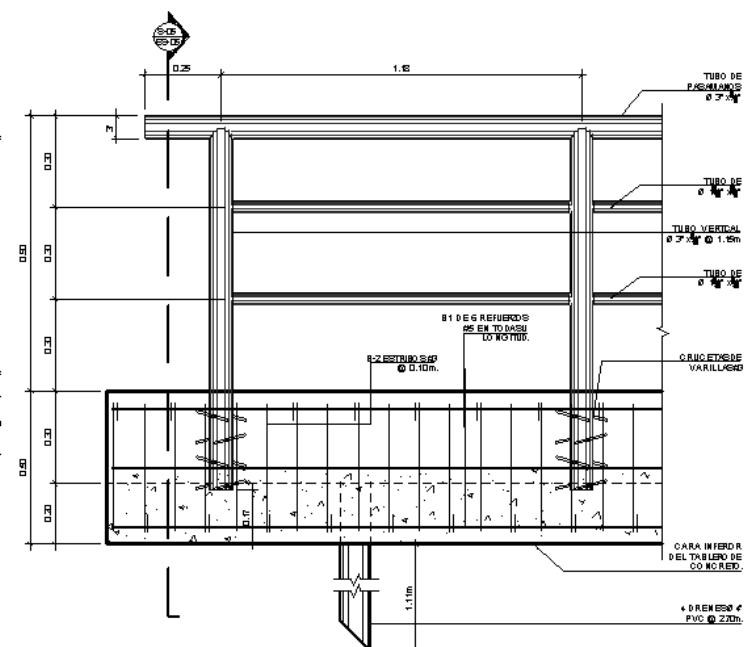
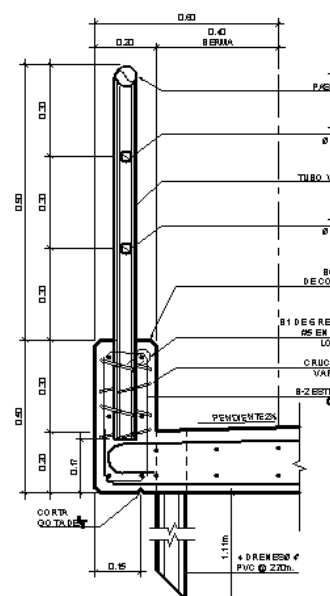
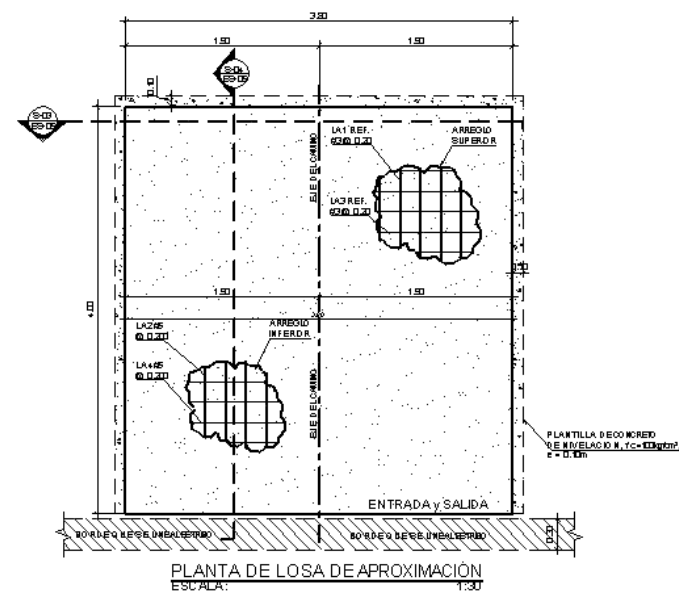
DETALLE TIPICO DE  
CONECTOR DE CORTANTE  
ESCALA 1:5



DETALLE TIPICO DE CONECTORES DE CORTANTE EN PLANTA  
ESCALA 1:10

	<p>PROYECTO:</p> <p>DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SANTA ROSA - CAMINO EL POLLO SISLAO, MUNICIPIO DE MULUKUKÚ</p>	<p>ELABORADO POR:</p> <p>BR. CARMEN MERCEDES ORTIZ ACUÑA BR. WILBERT ARTURO SOLIS ESCORCIA</p>	<p>CONTENIDO:</p> <p>PLANTA ESTRUCTURAL DE ARMADO DE LOSA, SECCIONES ARMADAS Y DETALLES DE CONEXIONES METÁLICAS.</p> <p>DISEÑÓ: BR. CARMEN MERCEDES ORTIZ ACUÑA BR. WILBERT ARTURO SOLIS ESCORCIA</p> <p>REVISÓ: DR. ING. JOSÉ DANIEL ORTIZ PERAZO</p> <p>FECHA: MARZO 2017</p> <p>ESCALA: INDICADAS</p>	<p>PLANO Nº:</p> <p>05 / 06</p> <p>ARCHIVO:</p> <p>ES-05</p>
--	--	--	--	--





	PROYECTO:	ELABORADO POR:	CONTIENE:	OTENÍ:	REVISÓ:	PLANO Nº:
	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SANTA ROSA - CAMINO EL POLLO SISLAO, MUNICIPIO DE MULUKUKÚ	BR. CARMEN MERCEDES ORTIZ ACUÑA BR. WILBERT ARTURO SOLIS ESCORCIA	DETALLES VARIOS	BR. CARMEN MERCEDES ORTIZ ACUÑA BR. WILBERT ARTURO SOLIS ESCORCIA	DR. ING. JOSÉ DANIEL ORTIZ PERAZO	06 / 06
			DIBUJO: CREA / VARE:	FECHA: MARZO 2017	ESCALA: 1:1000000	ARCHIVO: ES-06

## 7 ESTIMACIÓN DE CANTIDADES DE OBRAS ESTRUCTURALES

Las cantidades de obras se estimaron de acuerdo a los planos anteriormente presentados. Las unidades de medida y códigos de descripción fueron extraídos de la NIC-2000.

### 7.1.1 Metodología de cálculo:

Las actividades se dividieron en dos conceptos: superestructura y subestructura. La superestructura consta de: losa de concreto reforzado, vigas y arriostres de acero estructural, y losa de aproximación. La subestructura está conformada por estribos, zapatas y aletones. Asimismo se tomó en cuenta las obras complementarias como: parapetos, bordillos y drenaje. Los materiales se enlistaron de acuerdo a las especificaciones técnicas y disposiciones del diseño. Se evaluó la geometría de cada elemento y se estableció las cantidades teóricas de estos. Cabe resaltar que en la tabla resumen presentada se tomó en cuenta dobleces y traslapes pero no desperdicios. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA	
<b><u>Concepto:</u></b>	<b>PUENTE SANTA ROSA</b>
<b><u>Contenido:</u></b>	
<b>Súper Estructura de Puente</b>	
* Losa de concreto reforzado	
* Andén peatonal y parapeto	
* Vigas y arriostres metálicos	
* Losa de aproximación de concreto reforzado	

PUENTE SANTA ROSA		
Resumen de Cantidades		
Sección	Descripción	Total
602 (2)	Concreto estructural, f'c = 210 kgf/cm² (3,000 psi) para superestructura	30.20
602 (2)	Concreto estructural, f'c = 210 kgf/cm² (3,000 psi) para sub-estructura	193.24
604 (1)	Acero de Refuerzo Grado 60, con fy = 4,200 kgf/cm² (60,000 psi) para superestructura	5,252.00
604 (1)	Acero de Refuerzo Grado 60, con fy = 4,200 kgf/cm² (60,000 psi) para subestructura	15,220.00
605 (1)	Suministro, fabricación y montaje de acero estructural A-36 (Fy = 36,000 psi)	11,494.65
605.02	Conectores de cortante ¾" x 5"	568.00
606 (1)	Barandas de concreto para puentes	32.20
611 (1)	Dispositivos de apoyos 12"X10"x3"	4.00
704 (2)	Drenes estándar, tubos PVC ø 4 in, superestructura	16.00
704 (2)	Sistema de subdrén estándar, tubos de PVC ø 4 in, subestructura	12.00
	Concreto de nivelación, f'c = 140 kgf/cm² (2,000 psi)	13.30
	Junta de expansión	7.60
	Filtro de arena y grava de ¾ in con espesor de 0.30 m	40.00

PUENTE SANTA ROSA			
Asunto:	Volumen de concreto y acero de refuerzo de losa, acera y parapeto.		
Tramo:			
Nombre del puente:	Santa Rosa		
Volumenes de concreto para Superestructura:			
Longitud del tablero:	15.50 m	Área de Bordillo en extremos:	0.059 m²
Longitud extra desde apoyo:	0.30 m	Volumen de Bordillo en extremos:	0.95 m³
Ancho del tablero:	5.00 m	Cantidad de Bordillos en extremos:	2.00
Ancho de calzada + bermas:	4.60 m	Volumen de Bordillos en extremos:	1.90 m³
Espesor de losa:	0.25 m	Área de Parapeto central:	0.000 m²
Área de tablero:	1.13 m²	Volumen de Parapeto central:	0.00 m³
Volumen de tablero:	18.15 m³	Cantidad de Parapetos centrales:	0.00
		Volumen de Parapetos centrales:	0.00 m³
Tipo de puente:	4.00	Puente con traves metálicas.	

Acero de refuerzo para Superestructura:

Recubrimiento 1:	1.00 in	0.0254 m
Recubrimiento 2:	1.50 in	0.0381 m
Recubrimiento 3:	2.00 in	0.0508 m
Recubrimiento 4:	3.00 in	0.0762 m

Tablero (Losa y andén peatonal)	Longitud 1	Longitud 2	Espaciado	Cantidad	Marca
Transversal superior	4.90 m	16.00 m	0.150 m	108.00	L1
Transversal inferior	4.90 m	16.00 m	0.180 m	90.00	L2
Longitudinal superior	16.00 m	4.90 m	0.200 m	26.00	L3
Longitudinal inferior 1	16.00 m	4.90 m	0.200 m	26.00	L4

Bordillo en extremos	Longitud 1	Longitud 2	Espaciado	Cantidad	Marca
Longitudinal	16.02 m	N/A	N/A	6.00	B1
Transversal tipo estribo	N/A	16.02 m	0.100 m	161.00	B2
Crucetas	0.1200 m	N/A	N/A	120.00	=

PUENTE SANTA ROSA														
Asunto:	Acero de refuerzo de losa, acera y parapeto.													
Tramo:	0													
Tablas para puente:	Santa Rosa													
Acero de refuerzo de Tablero (Losa y andén peatonal)														
Marca:	Tamaño	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	Longitud (m)	Detalle	Cantidad	Peso (kg)	Ubicación
L1	#6	4.90	0.15	0.42	-	-	-	-	-	5.47	A	108.00	1,322.00	Transversal superior
L2	#6	4.90	0.50	0.20	-	-	-	-	-	5.60	A	90.00	1,128.00	Transversal inferior
L3	#4	16.00	0.07	0.07	0.20	0.20	-	-	1.73	18.27	B	26.00	473.00	Longitudinal superior
L4	#5	16.00	0.09	0.09	0.20	0.20	-	-	2.13	18.71	B	26.00	757.00	Longitudinal inferior 1
Materiales para Tablero		Volumen de concreto (m³):				18.15		Acero de refuerzo (kg):				3,680.00		
Acero de refuerzo de Bordillo en extremos														
Marca:	Tamaño	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	Longitud (m)	Detalle	Cantidad	Peso (kg)	Ubicación
B1	#5	16.02	0.09	0.09	0.20	0.20	-	-	2.14	18.74	A	6.00	175.00	Longitudinal
B2	#3	0.38	0.38	0.11	0.11	0.45	0.16	0.12	-	1.71	B	161.00	154.00	Transversal tipo estribo
-	#3	0.12	-	-	-	-	-	-	-	0.12	C	120.00	9.00	Crucetas
Materiales para 1 Bordillo		Volumen de concreto (m³):				0.95		Acero de refuerzo (kg):				338.00		

PUENTE SANTA ROSA								
Asunto:		Cantidades de acero estructural de vigas metálicas, rigidizadores, arriostres y placas de unión.						
Tramo:		0						
Nombre del puente:		Santa Rosa						
Longitud de la viga metálica:		16.10 m						
Peso volumétrico del acero:		7,850.00 kg/m³						
Cantidad de vigas metálicas:		2.00						
Separación de arriostres:		2.22 m						
Cantidad de arriostres en elevación:		8.00						
Arriostres Transversales:								
Descripción		Cantidad	Longitud (m)	Peso (lb/ft)	Peso (kg/m)	Peso (kg)		
Cuerdas centrales		C 3.18"x12"x1/2"	8.00	1.89	43.96	664.70		
Cuerdas superiores e inferiores		L 5"x6"x¼"	16.00	0.00	12.56	-		
Diagonales		L 4"x4"x¼"	16.00	0.00	9.42	-		
		Total (kg)	664.70		ASTM A-36			
Descripción de Sección de viga metálica		a (m)	b (m)	Longitud (m)	Volumen (m³)	Cantidad	Peso (kg/m²)	Peso (kg)
Cubre placa superior		0.0000	0.0000	0.00	0.0000	2.00	7,850.00	-
Cubre placa inferior		0.0000	0.0000	0.00	0.0000	2.00	7,850.00	-
Patin superior		0.4064	0.0254	16.10	0.1662	2.00	7,850.00	2,609.35
Patin inferior		0.4064	0.0254	16.10	0.1662	2.00	7,850.00	2,609.35
Alma		0.9144	0.0191	16.10	0.2812	2.00	7,850.00	4,414.85
		Total (kg)		9,633.55		ASTM A-36		
Rigidizadores metálicos:								
Descripción		Área (m²)	Espesor (m)	Volumen (m³)	Cantidad	Peso (kg/m²)	Peso (kg)	
Rigidizador transversal en apoyo		0.1800	0.0191	0.0034	32.00	7,850.00	854.10	
Rigidizador transversal central		0.0551	0	0.0000	0.00	7,850.00	-	
		Total (kg)		854.10		ASTM A-36		
Placas de unión entre traves en apoyos:								
Área (m²)		Espesor (m)	Volumen (m³)	Cantidad	Peso (kg)			
0.2852		0.0381	0.0109	4.00	342.30			

PUENTE SANTA ROSA

Asunto: Volumen de concreto, concreto de nivelación y acero de refuerzo de zapatas, estribos y aletones.  
Tramo: 0  
Nombre del puente: Santa Rosa

Volúmenes de concreto para Subestructura:

Estribo de Entrada:					Estribo de Salida:				
Zapata de Estribo 1					Zapata de Estribo 2				
Área (m²)	Ancho (m)	Longitud (m)	Espesor (m)	Volumen (m³)	Área (m²)	Ancho (m)	Longitud (m)	Espesor (m)	Volumen (m³)
33.00	5.00	6.60	0.75	24.75	79.98	6.20	12.90	0.00	-
Estribo 1					Estribo 2				
Área (m²)	Longitud (m)	Volumen (m³)	Espesor (m)	Altura (m)	Área (m²)	Longitud (m)	Volumen (m³)	Espesor (m)	Altura (m)
8.37	5.60	46.87	0.70	5.61	0.00	0.00	0.00	0.00	5.00
Aletón 1 de Estribo 1					Aletón 1 de Estribo 2				
Área (m²)	Espesor (m)	Longitud (m)	Cantidad	Volumen (m³)	Área (m²)	Espesor (m)	Longitud (m)	Cantidad	Volumen (m³)
25.00	0.50	4.70	4.00	12.50	30.90	0.00	5.00	0.00	0.00
Aletón 2 de Estribo 1					Aletón 2 de Estribo 2				
Área (m²)	Espesor (m)	Longitud (m)	Cantidad	Volumen (m³)	Área (m²)	Espesor (m)	Longitud (m)	Cantidad	Volumen (m³)
42.65	0.00	0.00	0.00	0.00	29.45	0.00	5.00	0.00	0.00
Volumen de Concreto para Subestructura en Estribo de entrada:				193.24 m³	Volumen de Concreto para Subestructura en Estribo de salida:				0.00 m³

Volúmenes de plantilla de concreto de nivelación para Subestructura:

Volumen de concreto de nivelación (Zapata 1):			Volumen de concreto de nivelación (Zapata 2):		
Área (m²)	Espesor (m)	Volumen (m³)	Área (m²)	Espesor (m)	Volumen (m³)
35.36	0.10	7.10	83.84	0.00	-

Acero de refuerzo para Subestructura:

Zapata de Estribo 1	Longitud 1	Longitud 2	Espaciado	Cantidad	Marca
Transversal superior	4.85 m	6.45 m	0.200 m	33.00	ZE1
Transversal inferior	4.85 m	6.45 m	0.200 m	33.00	ZE2
Longitudinal superior	6.45 m	4.85 m	0.200 m	25.00	ZE3
Longitudinal inferior	6.45 m	4.85 m	0.200 m	25.00	ZE3
Transversal tipo gancho	N/A	4.85 m	0.400 m	192.00	ZE4
Transversal tipo gancho	N/A	0.00 m	0.250 m	0.00	ZE4
Estribo 1	Longitud 1	Longitud 2	Espaciado	Cantidad	Marca
Vertical zona pasiva, vástago	N/A	5.50 m	0.200 m	29.00	PE1
Vertical zona activa, vástago	N/A	5.50 m	0.200 m	29.00	PE2
Gancho suplementario, asiento	N/A	5.50 m	0.200 m	29.00	PE3
Vertical zona pasiva, respaldo	N/A	5.50 m	0.250 m	23.00	PE4
Vertical zona activa, respaldo	N/A	5.50 m	0.250 m	23.00	PE44
Transversal, ménsula	N/A	5.50 m	0.400 m	30.00	PE10y 9
Longitudinal ambas caras vástago y asiento	5.50 m	N/A	N/A	56.00	PE6
Longitudinal superior, respaldo	5.50 m	N/A	N/A	2.00	PE11
Longitudinal superior, respaldo	5.50 m	N/A	N/A	25.00	PE7
Gancho suplementario, vástago	N/A	5.50 m	0.400 m	165.00	PE8
Aletón 1 de Estribo 1	Longitud 1	Longitud 2	Espaciado	Cantidad	Marca
Vertical zona pasiva	N/A	4.60 m	0.200 m	24.00	ALE1
Vertical zona activa	N/A	3.90 m	0.200 m	20.00	ALE2
Longitudinal ambas caras	N/A	6.90 m	0.250 m	58.00	ALE3
Vertical de remate en extremos	N/A	N/A	N/A	0.00	ALE4

CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA	
Concepto:	PUENTE SANTA ROSA
Contenido:	<div>Sub Estructura de Puente</div> <div>* Estribos de concreto reforzado</div> <div>* Zapatas de concreto reforzado para estribos</div> <div>* Aletones de concreto reforzado</div>

PUENTE SANTA ROSA

Asunto: Acero de refuerzo de losa de aproximación.  
Tramo: 0  
Tablas para puente: Santa Rosa

Acero de refuerzo de Losa de aproximación														
Marca:	Tamaño	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	Longitud (m)	Detalle	Cantidad	Peso (kg)	Ubicación
LA1	#3	3.90	0.05	0.05	0.15	0.15	-	-	-	4.30	A	20.00	49.00	Transversal superior
LA2	#3	3.90	0.17	0.17	0.06	0.06	-	-	-	4.36	A	20.00	136.00	Transversal inferior
LA3	#3	3.70	0.05	0.05	0.15	0.15	-	-	-	4.10	A	21.00	49.00	Longitudinal superior
LA4	#3	3.70	0.09	0.09	0.20	0.20	-	-	-	4.28	A	21.00	140.00	Longitudinal inferior
LA6	#3	0.15	0.15	0.36	0.36	0.12	0.16	0.45	-	1.75	B	40.00	40.00	Transversal tipo estribo
LA7	#4	3.70	0.07	0.07	0.20	0.20	-	-	-	4.24	A	8.00	34.00	Longitudinal en dentellón
Materiales para 1 Losa		Volumen de concreto (m³):				5.075		Acero de refuerzo (kg):				448.00		
		Volumen de concreto de nivelación (m³):				3.100								

PUENTE SANTA ROSA

Asunto: Acero de refuerzo de subestructura.  
Tramo: 0  
Tablas para puente: Santa Rosa

Acero de refuerzo de Zapata de Estribo 1														
Marca:	Tamaño	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	Longitud (m)	Detalle	Cantidad	Peso (kg)	Ubicación
ZE1	#3	4.85	0.14	0.14	0.35	0.35	-	-	-	5.83	A	33.00	766.00	Transversal superior
ZE2	#3	4.85	0.14	0.14	0.35	0.35	-	-	-	5.83	A	33.00	766.00	Transversal inferior
ZE3	#3	6.45	0.10	0.10	0.25	0.25	-	-	0.95	8.10	A	25.00	453.00	Longitudinal superior
ZE3	#3	6.45	0.10	0.10	0.25	0.25	-	-	0.95	8.10	A	25.00	453.00	Longitudinal inferior
ZE4	#5	0.60	0.60	0.20	0.08	0.08	0.10	0.10	-	1.78	B	192.00	532.00	Transversal tipo gancho
Materiales para 1 Zapata		Volumen de concreto (m³):					24.75		Acero de refuerzo (kg):			2,970.00		
		Volumen de concreto de nivelación (m³)					7.100							

Acero de refuerzo de Estribo 1														
Marca:	Tamaño	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	Longitud (m)	Detalle	Cantidad	Peso (kg)	Ubicación
PE1	#5	6.19	0.10	0.25	0.16	0.11	-	-	0.98	7.79	A	29.00	506.00	Vertical zona pasiva, vástago
PE2	#3	6.19	0.14	0.35	0.21	0.15	-	-	1.65	8.69	A	29.00	1,003.00	Vertical zona activa, vástago
PE3	#3	0.87	0.40	0.10	0.25	0.16	-	-	-	1.78	B	29.00	116.00	Gancho suplementario, asiento
PE4	#5	2.02	0.09	0.20	-	-	-	-	-	2.31	C	23.00	83.00	Vertical zona pasiva, respaldo
PE44	#5	1.86	0.09	1.00	0.20	0.13	-	-	-	3.28	D	23.00	118.00	Vertical zona activa, respaldo
PE10y9	#4	0.78	0.10	0.07	0.20	0.10	-	-	-	1.25	E	30.00	38.00	Transversal, ménsula
	#6	5.50	0.10	0.10	0.25	0.25	-	-	-	6.20	E	56.00	777.00	Longitudinal ambas caras vástago y asiento
PE11	#5	5.50	0.09	0.09	0.20	0.20	-	-	-	6.08	E	2.00	19.00	Longitudinal superior, respaldo
PE7	#4	5.50	0.07	0.07	0.20	0.20	-	-	-	6.04	F	25.00	151.00	Longitudinal superior, respaldo
PE8	#4	0.52	0.10	0.05	0.08	0.08	-	-	-	0.83	B	165.00	137.00	Gancho suplementario, vástago
Materiales para 1 Estribo				Volumen de concreto (m³):			46.87			Acero de refuerzo (kg):		2,948.00		

Acero de refuerzo de Alotón 1 de Estribo 1														
Marca:	Tamaño	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	Longitud (m)	Detalle	Cantidad	Peso (kg)	Ubicación
ALE1	#6	5.67	0.10	0.50	0.10	0.25	-	-	0.95	7.57	A	24.00	407.00	Vertical zona pasiva
ALE2	#5	5.67	0.09	0.40	0.09	0.20	-	-	0.80	7.25	A	20.00	226.00	Vertical zona activa
ALE3	#4	3.15	0.07	0.07	0.20	0.20	-	-	-	3.69	B	58.00	213.00	Longitudinal ambas caras
ALE4	#4	8.41	-	-	-	-	-	-	-	8.41	C	-	-	Vertical de remate en extremos
Materiales para 1 Alotón		Volumen de concreto (m³):					12.50		Acero de refuerzo (kg):		846.00			

## 8 CONCLUSIONES

1. Con la elaboración del presente trabajo monográfico hemos logrado adquirir conocimientos sobre el diseño de puentes aplicando los criterios establecidos en la Norma **AASHTO LRFD 2014 – Especificaciones de Diseño de Puentes**, ya que los elementos que conforman la superestructura y la subestructura del puente objeto de esta Monografía, fueron diseñados siguiendo los requerimientos establecidos según dicha norma.
2. Se ha hecho uso de los conocimientos adquiridos durante el transcurso de nuestros estudios, específicamente en lo relacionado con asignaturas tales como hidráulica e hidrología, mecánica de suelos y de manera muy particular de todas las asignaturas relacionadas con el análisis y diseño de estructuras, adecuándolas para su uso en el diseño de puentes.
3. Todos los elementos estructurales considerados en el diseño del puente objeto de esta Monografía, cumplen con los requisitos para los estados límites de servicio, resistencia, fatiga y eventos extremos según la Norma **AASHTO LRFD 2014**.
4. Con la construcción del puente diseñado en este trabajo monográfico se contribuye con el mejoramiento de las condiciones de la Red Vial del tramo del Camino el Pollo - Sislao Pueblo Nuevo, ubicado en el municipio de Mulukukú, beneficiando a los pobladores que actualmente se trasladaban con dificultad.
5. Los planos estructurales realizados están de acuerdo a los materiales considerados en el diseño, los cuales son de uso común en nuestro país y las recomendaciones efectuadas en los diferentes estudios complementarios de ingeniería (mecánica de suelos y de hidrotecnia).
6. Las cantidades de materiales calculadas están conforme a las actividades de obra requeridas por el diseño. El código y unidades de medida presentadas en tablas fueron consideradas según lo estipula la norma NIC-2000. Cabe resaltar que las cuantías calculadas toman en cuenta dobleces y longitudes de traslapes, sin embargo no consideran desperdicios.

## **9 RECOMENDACIONES**

1. Nuestro país no cuenta con una norma o reglamento propios que pueda ser usado para para el diseño estructural de puentes. Por lo mismo se recomienda usar como código y especificaciones de diseño las normas AASHTO-LRFD.
2. Las normas AASHTO – LRDF son actualizadas constantemente mediante revisiones periódicas, por lo que se insta a los interesados en el tema a revisar constantemente las actualizaciones.
3. Se recomienda la inclusión en el pensum de la carrera de ingeniería civil de al menos una asignatura básica para el diseño de puentes, que considere los aspectos relevantes tanto de hidráulica e hidrología como de ingeniería estructural que sean aplicables a esta rama de la ingeniería civil tan necesaria en nuestro país.



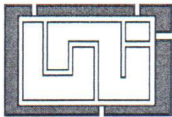
## 10 BIBLIOGRAFIA

1. American Association of State Highway and Transportation Officials 2014 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. SI Units, Seventh Edition.
2. MINNESOTA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION 2010. LRFD Bridge Design Manual 5-392.
3. Manual Centroamericano de Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales 2004 AID – SIECA. Segunda Edición.
4. Manual of Standard Practice, Concrete Reinforcing Steel Institute (CRSI) Mayo, 2003.
5. Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes Edición Abril 2002. NIC-2000.
6. MINISTERIO DE TRANSPORTE E INFRAESTRUCTURA. 2007. Reglamento Nacional de Construcción RNC-07. Managua, Nicaragua.
7. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S – 14). 2014 Comentario a Requisitos de Reglamento para concreto Estructural (ACI 318RS – 14). Versión en español y en sistema métrico.
8. Arturo Rodríguez Serquén Puentes con AASHTO LRFD 2014. 2014 Séptima Edición.
9. Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI) 200. Inventario de la Red Vial de los Puertos y Aeropuertos.
10. Instituto Mexicano de Transporte 2004. Formulación de la Norma SCT de Cargas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes Carreteros.
11. Historial de promedio de temperaturas del Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales INETER.

## 11 ANEXOS

Fotos del estado actual del cruce





# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Tecnología de la Construcción  
Secretaría Académica

## CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la Facultad de Tecnología de la Construcción hace constar que el (a) **BR. ORTIZ ACUÑA CARMEN MERCEDES**, Carnet **No.2003-12076**, de conformidad con el Reglamento de Régimen Académico vigente en la Universidad, es **EGRESADA** de la Carrera de **INGENIERIA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADA**, a solicitud de la interesada en la ciudad de Managua, a los trece días del mes de Mayo del año Dos Mil Quince.



**ING. EFRAIN CHAMORRO BLANDON**  
SECRETARIO DE FACULTAD

CC: Archivo  
IECHB/nicols.





# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Tecnología de la Construcción  
Secretaría Académica

## CARTA DE EGRESADO

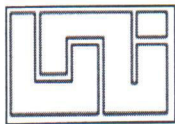
El Suscrito Secretario de la Facultad de Tecnología de la Construcción hace constar que el (a) **BR. SOLIS ESCORCIA WILBERT ARTURO**, Carnet No. : **2003-11740**, Modalidad Sabatino, de conformidad con el Reglamento de Régimen Académico vigente de la Universidad, es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERIA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO**, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los Catorce días del mes de Junio del año dos mil diecisiete.

**DR. ING. EFRAIN CHAMORRO BLANDÓN.**  
SECRETARIO DE FACULTAD



CC: Archivo  
DIECHB/mjgp.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN  
SECRETARÍA  
Hoja de Matrícula

Nombre: Ortiz Acuña Carmen Mercedes  
Carrera: ING: CIVIL  
Turno: DIURNO SABATINO

Carnet: 2003-12076.  
Plan: 97  
Trimestre: Segundo 2017

Código	Materia	Grupo	Aula
-----	-----Ultima línea-----	-----	-----

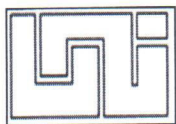
08/08/2017

  
\_\_\_\_\_  
Estudiante

  
\_\_\_\_\_  
Funcionario FTC



MATRICULA PARA MONOGRAFIA



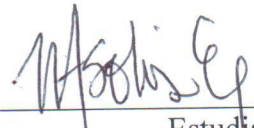
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN  
SECRETARÍA  
Hoja de Matrícula

Nombre: Solís Escorcia Wilbert Arturo  
Carrera: ING: CIVIL  
Turno: DIURNO SABATINO

Carnet: 2003-11740.  
Plan: 97  
Trimestre: Segundo 2017

Código	Materia	Grupo	Aula
-----	-----Ultima línea-----	-----	-----

08/08/2017

  
Estudiante

  
Funcionario FTC



MATRICULA PARA MONOGRAFIA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN  
SOLVENCIA ECONÓMICA

Fecha: 09/08/17

Nombre del estudiante: Carmen Mercedes Ortiz Acuña

Numero de carnet: 2003-12076

Carrera: Ing. Civil - Modalidad Sabatina

Taller monográfico: Cancelación de servicios monográficos 2016



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN  
SOLVENCIA ECONÓMICA

Fecha: 09/08/17

Nombre del estudiante: Wilbert Arturo Solis Escorcia

Numero de carnet: 2003-11740

Carrera: Ing. Civil - Modalidad Sabatina

Taller monográfico: Cancelación de Servicios monográficos 2016  
Turno Sabatino



Delegado Administrativo